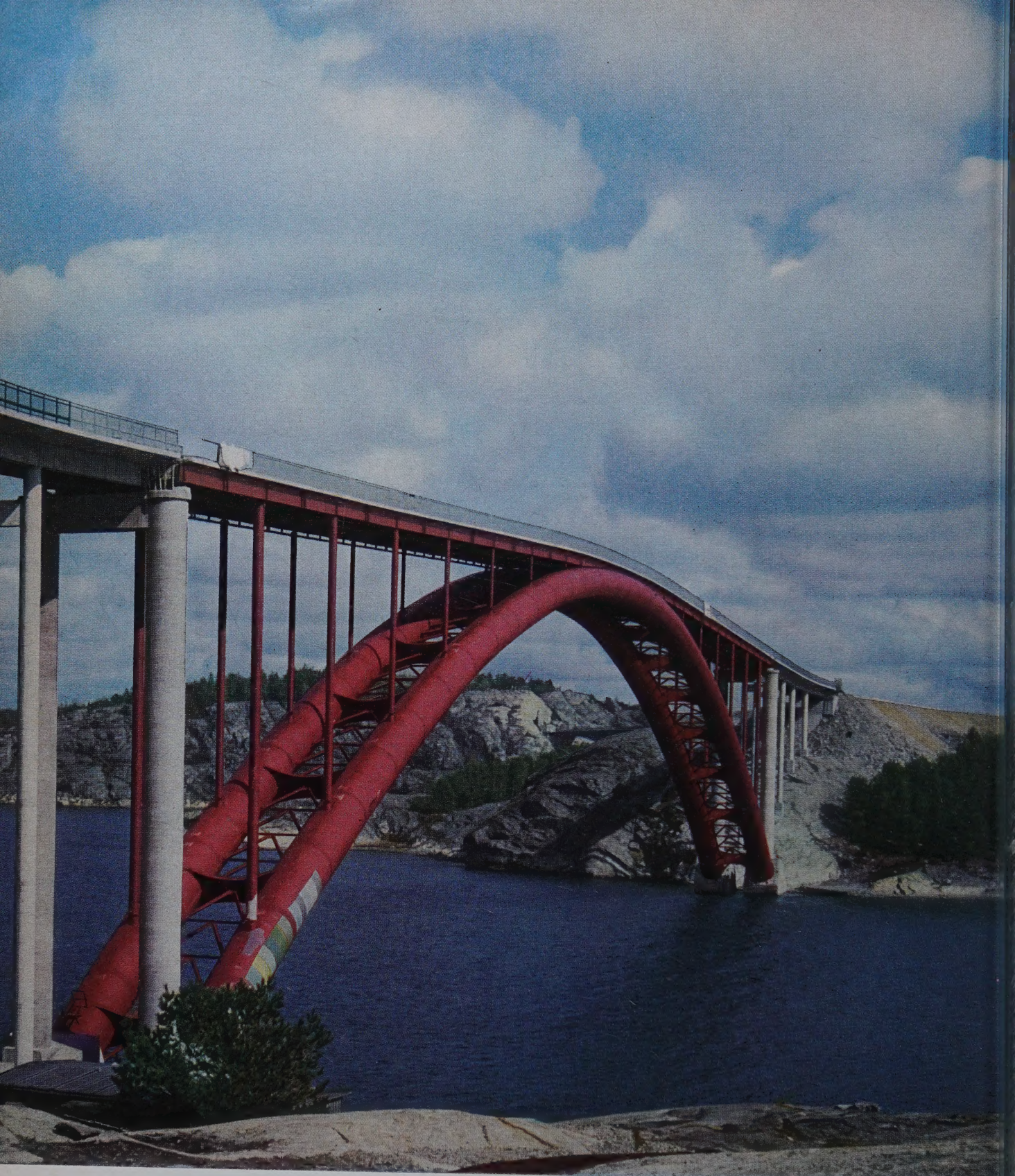


DER STAHLBAU

SCHRIFTFÜHRUNG: PROF. DR.-ING. DR.-ING. E.H.K. KLÖPPEL DARMSTADT
VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN BERLIN-WILMERSDORF

Heft 11 — November 1960 A 6449 E

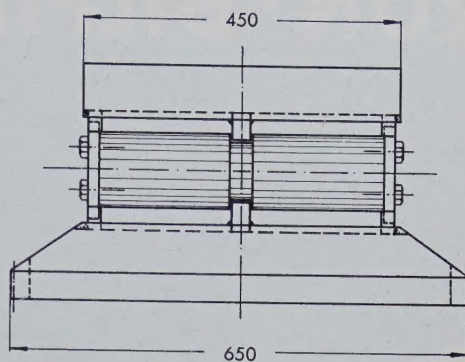
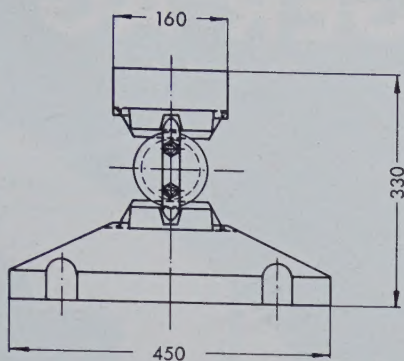


Bogenbrücke über den Askerøfjord, 278 m Stützweite

M·A·N

Die M.A.N. blickt auf 100 Jahre Erfahrung im Brückenbau zurück. Die Bogenbrücke über den Askerøfjord wurde nach unseren Ideen in Arbeitsgemeinschaft unter unserer technischen Führung erbaut.

MASCHINENFABRIK AUGSBURG-NÜRNBERG AG · WERK GUSTAVSBURG



BRÜCKENAUFLAGER AUS KREUTZ-PANZERSTAHL

wurden auch in die Eisenbahnbrücke über die Autobahn in Wuppertal-Ost eingebaut. Siehe Aufsatz im gleichen Heft. Behördlich ausprobiert und anerkannt.

Auch korrosionsbeständig lieferbar



F R I T Z K R E U T Z

Maschinenbau · Eisen- und Stahlveredelung KG

Erkrath bei Düsseldorf · Tel. 64 23 31/32

Fernschreiber Nr. 8-586 731

Eine neue Schrupscheibe mit neuen Möglichkeiten!

Wirtschaftlich arbeiten, heißt schneller, besser und preiswerter! Mit der FELDMUHLE-Pfeil-Flex-Schrupscheibe Type 24/000 X haben Sie ein ideales Werkzeug zum Abgraten und Schrappen für die Fälle, wo eine gesteigerte Schnittleistung vor hohen Standzeiten rangiert. Wertvolle Arbeitsstunden einsparen, bei allen Stahl- und Gußsorten noch schneller verspanen, das kann diese FELDMUHLE-Schrupscheibe. Sie ist nach einem neuen Herstellungsverfahren gefertigt. Bei einem Durchmesser von 178 mm und einer Breite von 6, 8 und 10 mm arbeitet sie mit einer Höchstgeschwindigkeit von 80 m/s. Die neue Type 24/000 X ist wie die anderen bekannten Standardsorten 24, 24/0 und 24/00 sofort lieferbar.

Bitte machen Sie einen Versuch! Es lohnt sich, die FELDMUHLE-Schrupscheiben zu probieren.



Wir beraten Sie gerne und unverbindlich.

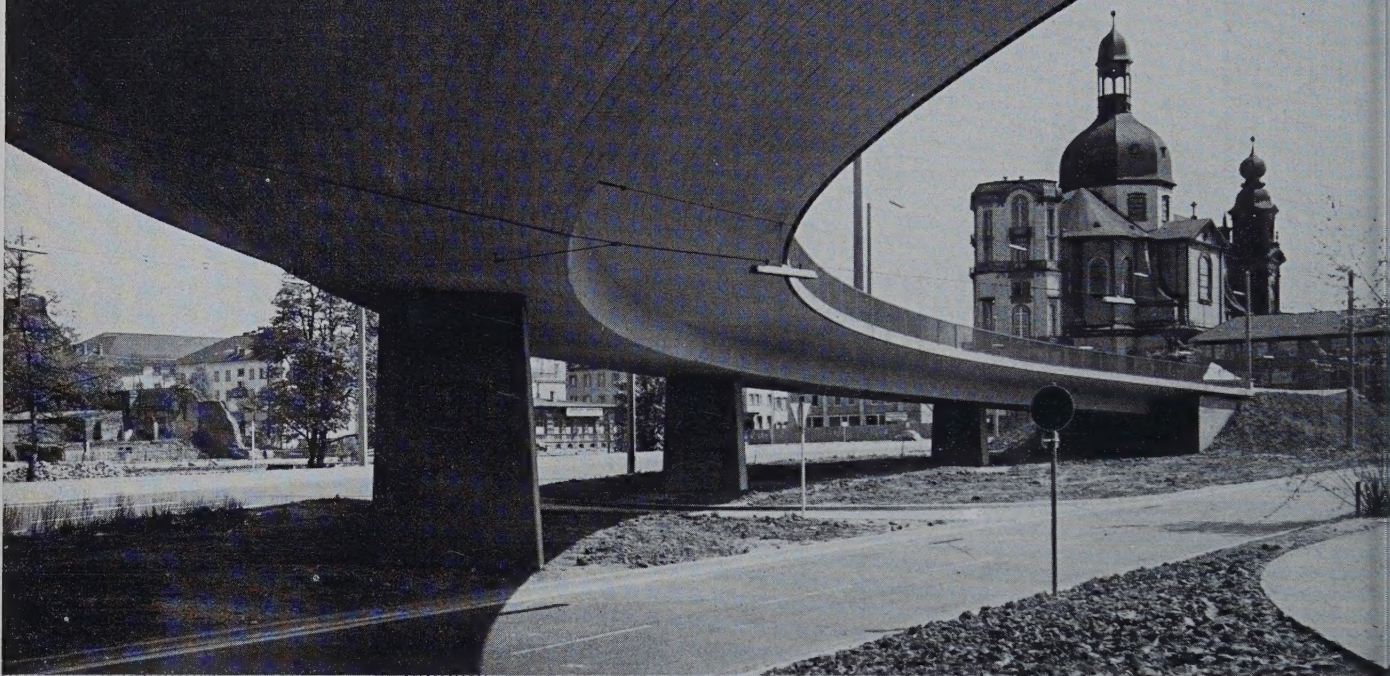


FELDMUHLE

PAPIER- UND ZELLSTOFFWERKE AKTIENGESELLSCHAFT WERK WESSELING

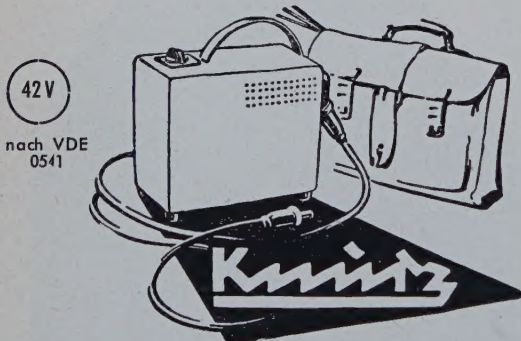
Wesseling Bez. Köln · Telefon 2373/1325 · Fernschreiber 0888625 · Draht FELDMUHLE Wesseling

GRÜN + BILFINGER AG



TIEFBAU HOCHBAU SPANNBETON

Teil der rechtsrheinischen Brückenrampe in Spannbeton (Bauwerk 14) Gemeinschaftsarbeit

Man sollte es nicht für möglich halten!42 V
nach VDE
0541

KNURZ wiegt nur 23 kg, mißt 305 x 260 x 160 mm,
verschweißt spielend 3,25 mm starke umhüllte Elektroden
im Dauerhandschweißbetrieb,

Anschluß an 220 V Lichtsteckdose, hat ein stoß- und schlagfestes, sta-
biles Isolierstoff-Gehäuse mit abnehmbaren Schweißkabeln (400 A
Steckverbinder), eingebaute Kondensatoren, arbeitet auch im Leerlauf
im Schutzspannungsbereich unter 42 V, — das sind elektrisch unschätz-
bare Vorzüge — ist automatenfest und aus hochwertigem Material
für lange Lebensdauer gebaut.

Ein vollwertiges Schweißgerät für Industrie, Werkstatt und Montage!

(Erden oder Schutzleiter nicht erforderlich)

Fordern Sie Händlernachweis und Prospekt:
KNURZ, das vollisolierte Sicherheitsschweißgerät

**KIRSCH**

Elektroschweißgeräte
Trier-Biewer

Ruf (06 51) 60 22 Biewerer Straße C 193 — Telex 047857

Dr.-Ing. Manfred Kany

Berechnung von Flächengründungen

Ein neues Verfahren zur Bestimmung
der Sohldrücke, Biegemomente und
Setzungen von Streifen- und
Plattenfundamenten

XII, 201 Seiten mit 60 Bildern
und 49 Tabellen sowie 168 Tafeln
in einem Anhang von 64 Seiten. Gr. 8°.
Ganzleinen DM 35,—

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN · BERLIN

Zu beziehen durch jede Buchhandlung

DER STAHLBAU

Schriftleitung:

Professor Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. Kurt Klöppel,
Darmstadt, Technische Hochschule

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin-Wilmersdorf,
Hohenzollerndamm 169, Ruf: 87 15 56

29. Jahrgang Berlin, November 1960 Heft 11

Inhalt

Seite

Zastrow, E., Dr. rer. nat., Essen-Steele: Stähle für das Leistungsreaktor-Druckgefäß	329
Roloff, W., Oberbaurat Dipl.-Ing., Mannheim: Die Straßenbrücke über den Rhein zwischen Mannheim und Ludwigshafen	333
Zucker, Otto, Bundesbahndirektor Dipl.-Ing., Wupper- tal/Barmen: Bau der Eisenbahnbrücke über die Autobahn in Wuppertal-Ost	344
Giencke, E., Dr.-Ing., Darmstadt: Einfluß der Schub- weichheit der Längsrippen und Querträger auf die Momente in einer orthotropen Platte	351
Bücherschau	360

Bezugsbedingungen

Vierteljährlich 7,50 DM (Ausland nur ganzjährlich 30,— DM), Einzelheft 3,— DM und Zustellgeld. Monatlich ein Heft, Bezugspreis im voraus zahlbar. Bestellungen nimmt jede Buchhandlung und jede Postanstalt oder der Verlag entgegen. Postscheckkonto: Berlin-West 16 88. Abbestellungen einen Monat vor Schluß des Kalendervierteljahres.

Bestellungen für das Ausland sind zu richten

für Österreich an Rudolf Lechner & Sohn, Wien I/1, Seilerstätte 5,
für die Schweiz an Verlag für Wissenschaft, Technik und Industrie AG.,
Basel, Schützenmattstraße 43,

für Italien an Libreria Commissionaria Sansoni, Firenze, Via Gino
Capponi 26,

für das gesamte übrige Ausland und Übersee an I. R. Maxwell & Co. Ltd.,
London W 1, 4/5 Fitzroy Square.

Schweißfachingenieur- und Schweißfachmann-Lehrgänge in Frankfurt am Main

Die amtlich anerkannte Ausbildungs- und Prüfstelle für Schweißtechnik in Frankfurt am Main (Leitung Prof. Ing. habil. Herr Holler, Frankfurt am Main, Frauenlobstraße 45) veranstaltet:

- a) Schweißfachingenieurlehrgang: Beginn: 12. 12. 60 und 6. 12. 61.
- b) Schweißfachmannlehrgang: vom 19. 11. bis 23. 11. 60 und 18. 2. bis 27. 2. 61.

Nähere Einzelheiten durch das genannte Institut, Frankfurt am Main, Frauenlobstraße 45, Tel. 77 29 50. Preiswerte Unterkunft können besorgt werden.

Vollisoliertes Sicherheitsschweißgerät (220 V) der Firma Bernhard Kirsch, Trier

Wenn die Schweißgeräte häufig ihren Standort wechseln müssen, sind Schweißarbeiten fast immer unrationell. Das ist bei Bauarbeiten auf Gerüsten, in beengten Räumen, aber auch manchmal in Werkstätten der Fall.

Arbeiten an Rohrleitungen, in engen Behältern und Kesseln werden mit normalen Geräten, deren Leerlaufspannung bis zu 70 V ansteigt, durch elektronische Forderungen verhindert. Die vorgeschriebenen Schutzmaßnahmen gegen Berührungsspannungen sind zu beachten. Falls nicht Gleichstrom verwendet wird, ist vorgeschrieben, daß Wechselstrom nur zulässig ist, wenn die Leerlaufspannung nicht über 42 V ansteigt oder nach Unterbrechung des Schweißstromkreises innerhalb von 0,2 Sek. auf 42 V herabgefallen wird. Werden hierzu Einrichtungen verwendet, so müssen diese jederzeit überprüfbar sein. Deshalb sind Wechselstromschweißgeräte nur mit hohen Kosten so auszurüsten.

Ein neues, durch seine geringen Bau- und Maße rationell und universell verwendbares Sicherheitsschweißgerät überwindet die angegebenen Schwierigkeiten. Das Gerät ist als handlicher Koffer ausgebildet, wiegt nur 23 kg, mißt 305 × 260 × 160 mm, hat nur einen Traggriff und ist für „Einmann-Einhand-Transport“ geschaffen. Dies und die hier kaum zu vermutende gute Dauerleistung beim Anschluß an die 220-V-Lichtsteckdose ergeben ein ideales Gerät für Werkstatt, Montage und Fabrikation.



Das vollisolierte Gehäuse macht Schutzleiter und Erdung überflüssig und vermeidet die Gefahren der Metallgehäuse (Überschlag und Körperschlüsse). Die Sicherheitsbedingungen sind wesentlich verbessert.

Das neue Zweikammersystem birgt die wertvollen Einzelteile elektrisch voneinander getrennt, in absolut rüttelfester Montageweise: Es sind 2 Stück überschlagfeste MP-Kondensatoren eingebaut. (Die Elektrizitätswerke verlangen vorschriftsmäßige Kompensation, sonst ist der Anschluß nicht gestattet.) Der Hochleistungstransformator mit seinen außergewöhnlich reich bemessenen Kupferquerschnitten in bester Imprägnierung und mit vielen elektrischen Vorzügen ist unverwundlich.

Der robuste Nocken-Kombischalter ist das einzige bewegliche Teil. Die Stufen sind zweckmäßig und der Praxis entsprechend angelegt, das Gerät ist praktisch verschleißfrei.

Der Einschaltstrom ist durch eine besondere Schaltungsweise begrenzt, das Gerät kann also auch in Wohnbauten mit 15-A-Abschirmungen oder 10 A trägen Sicherungen verwendet werden. Bei gegebener Netzleistung können Elektroden bis 3,25 mm Durchmesser spielend verschweißt werden, und zwar im Dauerhandschweißbetrieb. Auch bei dauerndem Einsatz läßt die Leistung nicht nach.

DER STAHLBAU

Schriftleitung:

Professor Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. Kurt Klöppel, Darmstadt, Technische Hochschule
Fernsprecher: Darmstadt 85 26 39

29. Jahrgang

BERLIN, November 1960

Heft 11

Stähle für das Leistungsreaktor-Druckgefäß

Von Dr. rer. nat. E. Zastrow, Essen

DK 539.169 : 624.014.25

1. Einleitung

Aus der großen Zahl der technisch möglichen und zum Teil bereits auch studierten Reaktortypen haben sich für den Leistungsreaktorbau bisher zwei Typen eingeführt, nämlich der gasgekühlte Typ, der in England mit großem Einsatz entwickelt wurde, und der leichtwassergekühlte, der in den USA und in Rußland bereits mit mehreren Großreaktoren (Siedewasser- und Druckwasserreaktoren) in Betrieb ist.

Beide Grundtypen stellen an den Stahlbehälterbau ungewohnte Anforderungen hinsichtlich Dimensionierung, Strahlenbeständigkeit des Stahls, Aufnahme von Eigenspannungen durch γ -Bestrahlung des Werkstoffes und nicht zuletzt durch die Tatsache, daß Reparaturen an den Druckbehältern, die selbst zu γ -Strahlern werden, voraussichtlich nicht oder nur mit großen Schwierigkeiten durchgeführt werden können.

In ihrer äußeren Form unterscheiden sich die Reaktordruckgefäße der beiden Grundtypen wesentlich, wie der Vergleich in Tafel 1 zeigt.

Tafel 1. Vergleich der Größenordnungen der Reaktortypen

	gasgekühlt	wassergekühlt
Leistung	100 bis 200 MW _e	100 bis 200 MW _e
Druckgefäßabmessungen	20 m ϕ als Kugel oder 15 m ϕ als Zylinder	4 – 5 m ϕ Zylinder
Wanddicken	100 mm	200 mm
Korrosionsschutz	—	plattiert mit rostfreiem Stahl (Walzplattierung oder Auftragschweißung)
Betriebstemperaturen	< 400 °C	< 300 °C

Die Abmessungen zeigen, daß der gasgekühlte Reaktor grundsätzlich auf der Baustelle geschweißt werden muß, während der wassergekühlte in der Werkstatt hergestellt werden kann.

2. Stahlauswahl

Grundvoraussetzung bei der Stahlauswahl ist die Erzielung höchster Zähigkeiten bei höchstmöglichen Warmstreckgrenzen, wobei die Zähigkeitsminderungen durch die extremen Wanddicken ebenso zu berücksichtigen sind wie die unzulänglichen Wärmebehandlungsmöglichkeiten der baustellengeschweißten Behälter.

Der Nachweis der Zähigkeitseigenschaften der Stähle wird in der Regel mit Hilfe der Kerbschlagzähigkeit (Izod oder DVM-Probeform) ermittelt, wobei insbesondere die Temperaturabhängigkeit der α_K -Werte einen Hinweis auf das Betriebsverhalten des Stahles geben kann. Es soll hier nicht über den Aussagewert der mit diesen Proben gemessenen absoluten Werte diskutiert werden, es steht jedoch außer Zweifel, daß die tatsächlich vorhandenen Zähigkeitsminderungen bei steigender Wanddicke zumindest qualitativ durch die Kerbschlagprobe ebenso angezeigt werden, wie die Werkstoffversprödung durch Neutronenbestrahlung.

Die allgemeine Unsicherheit bezüglich einer quantitativen Aussage über die Zähigkeitsminderung des Stahls durch Dickeneinfluß, Schweißbeeinfluß und Strahlenalterung haben zu dem Schluß geführt, Stähle für den Reaktorbau nach ihren Schweißbeeigenschaften, vor allem aber auch nach ihrer Kerbschlagzähigkeit, insbesondere nach der Lage ihrer Kerbzähigkeits-Temperaturkurve auszuwählen.

3. Die bisher verwendeten Stahlqualitäten

Die englische Entwicklung ging von der Forderung aus, Stähle mit der höchsten Schweißunempfindlichkeit zu verwenden. Die Tafel 2 enthält die im englischen Reaktorbau zur Anwendung gekommenen Stahlqualitäten.

Tafel 2. Druckgefäßstähle der englischen gasgekühlten Reaktoren

Reaktor	Calder Hall A, B	Bradwell	Hunterston	Hinkley Point
Druckgefäßabmessungen				
ϕ (m)	11	21	21	20
Höhe (m)	21	(Kugel)	(Kugel)	(Kugel)
Wanddicke (mm)	50	75 – 125	75	75
Stahlsorte	Lowtem (neue Bez.: Conlo I)	Hitem (neue Bez.: Bearcom)	Coltuf 28	Ducol W 30 (geplant)
Stahlhersteller	Consett Iron	Consett Iron	Colvilles	Colvilles
Chem. Analyse:				
C	0,12 – 0,16	ähnlich Conlo I	max. 0,16	max. 0,17
Mn	1,0 – 1,2		max. 1,20	max. 1,50
Mn/C	~ 7,5		~ 7,5	~ 9
Si	+		0,10 – 0,30	max. 0,30
Al	+(0,7 kg/to)		0,05	—
S	< 0,05		< 0,05	< 0,05
P	< 0,05		< 0,05	< 0,05
Cr	—	—	—	max. 0,70
Mo	—	+	—	max. 0,28
V	—	—	—	max. 0,10
Cu	—	+	—	—
Ni	—	—	—	max. 0,30
Mechan. Werte	σ_s	26	29 – 32	> 25
bei 20 °C				> 41,5
(kg/mm ²)	σ_B	40 – 46	45 – 51	40 – 49
100 mm-Bleche	δ_s (‰)	> 25	> 22	> 23
normalisiert	σ_s/σ_B	~ 0,65	~ 0,65	~ 0,65
Warm-Zeitstandswerte (kg/mm ²)			$\sigma_{0,1/100\,000}$ 450 °C = 7,7	
Warm-Streckgrenze (kg/mm ²)			$\sigma_{S,250^\circ} = 18$ $\sigma_{S,350^\circ} = 14,5$	$\sigma_{S,250^\circ} = 37$ $\sigma_{S,350^\circ} = 34$
Kerbschlagwerte (Charpy-V)				
α_K (– 10 °) (ft – lb)	45	50		< 20
(– 50 °) (ft – lb)	15 – 20	20	20	
Wärmebehandlungs- vorschriften:				
Schweiß-Vorwärmung (°C)	—	—	—	200
Schweiß-Nachbehand- lung (°C)	600	600	600	620

Der C-Gehalt ist bei diesen Qualitäten auf max. 0,17 %, der Mn-Gehalt auf 1,50 % begrenzt, da man bei der Fabrikation großer dicker Bleche mit Steigerungen von $\pm 0,05$ % rechnet und man an keiner Stelle in der Schweißnaht mehr als 0,22 % C vorfinden will.

Die genannten Stähle wurden als Feinkornstähle durch Zusatz von Si oder Al erschmolzen. Es hat den Anschein, als ob man in England mehr den Si-Feinkornstählen den Vorzug gibt, da man zum mindesten bei den SM-Qualitäten die Al_2O_3 -Einschlüsse fürchtet. Man ist im übrigen der Ansicht, daß zu feines Korn wegen der damit verbundenen Neigung des Metalls zu stärkerem Kriechen nicht wünschenswert ist.

Die außerordentlich niedrigen Streckgrenzen und vor allem die niedrige Kriechbeständigkeit bei 300–400° C der Stähle Conlo I und Coltuf 28 zwingt den Reaktorkonstrukteur zur Einhaltung niedrigen Betriebsdrucks und damit zu niedrigem wärmetechnischen Wirkungsgrad, da man zunächst eine Wanddicke von 75 mm für den gasgekühlten Reaktor nicht überschreiten wollte. (Die Begründung für diese Begrenzung der Wanddicke ist in der englischen Meinung zu suchen, daß höhere Wanddicken nicht mit der notwendigen Sicherheit zerstörungsfrei auf der Baustelle geprüft werden können.)

Inzwischen hat die englische Atombehörde sowohl höhere Wanddicken zugelassen, wie im Fall des Reaktors Bradwell (125 mm Wanddicke der oberen Kugelkalotte) demonstriert wird, als auch dem Einsatz von Stählen höherer Festigkeit (Bearcomo) zugestimmt. Die Zustimmung der AEA (Atomic Energy Authority) zur Verwendung der Qualität Ducol W 30 steht bevor.

Im Fall Bradwell wurde das Druckgefäß teilweise aus Conlo I, teilweise aus Bearcomo hergestellt, wobei der zuletzt genannte Stahl an Stellen höherer Wandtemperatur zur Verwendung kam. Eine Erhöhung der Kriechbeständigkeit bei Betriebstemperatur wurde hier durch den Zusatz von Mo erreicht. Der Zusatz von Cu verbessert die Korrosionsbeständigkeit gegenüber feuchtem CO₂.

Die amerikanische Entwicklung begünstigte vor allem den wassermodierten Reaktor. Die dazu gehörigen Druckgefäße können in der Werkstatt gefertigt werden, da sie noch transportfähig sind. Die Stahlqualitäten SA-302 und SA-212 wurden in den USA auf ihre Strahlenresistenz untersucht, wobei festgestellt wurde, daß erst bei einem integrierten Fluß von $> 10^{19}$ schnelle Neutronen/cm² eine Verschiebung des Steilabfalls der Kerbzähigkeit stattfindet, d. h., daß man bei einem Reaktordruckgefäß erst am Ende seiner Lebenszeit mit einem merklichen Zähigkeitsabfall bei Raumtemperatur zu rechnen braucht.

Leider sind die bisher bekannten Bestrahlungsversuche mit schnellen Neutronen unzureichend, weil weder der Dickeneinfluß, noch der Schweißnahteneinfluß, noch die Wirkung langzeitiger, kleiner Neutronenflüsse näher bestimmt worden sind.

Eine besondere Stahleentwicklung für den Reaktordruckgefäßbau scheint in den USA nicht betrieben zu werden, obwohl der Wunsch vorhanden ist, von den außerordentlich hohen Wanddicken (200 mm und mehr) loszukommen.

4. Zukünftige Entwicklung

Sowohl für den gasgekühlten als auch für den wassermodierten Reaktor besteht das Betreiben, Stähle mit verbesserten Zähigkeiten und höheren Festigkeitseigenschaften zu bekommen. Sehr inter-

essant sind in diesem Zusammenhang die englischen Untersuchungen über Elektroofenchargen der Beardmore Ltd. an Kesselblechstählen verschiedener Zusammensetzung [1] (Bild 1).

Hierbei wurde festgestellt, daß durch die höhere Reinheit des Chargs (P < 0,016, S < 0,015) eine erhebliche Verbesserung der Kerbschlagzähigkeit (Izod-Probeform) erzielt werden konnte, insbesondere dann, wenn der etwas höhere Stickstoffgehalt der Elektrochargen durch Al-Zusatz abgeunden wurde.

Bei den Versuchen wurde eine Reihe von Vergleichsuntersuchungen an SM-Blechen und Elektrostahl-Blechen mit wechselndem Al-Gehalt, bei Wanddicken von 75 bis 125 mm ausgeführt. Die Verschiebung des Steilabfalls zu niedrigeren Temperaturen durch steigenden Zusatz von Al bei Elektrostahlblechen ist bei Zusätzen > 0,2 kg Al/to sehr deutlich, allerdings nimmt auch der Unterschied zwischen Längs- und Querwerten von α_K zu, was auf eine Verstärkung der Faserbildung durch Al-Nitride und eventuell Al-Oxyd hindeutet. Elektrostahlbleche sollen für das Druckgefäß des Reaktors Berkeley verwendet werden.

In Deutschland hat man mit der Entwicklung geeigneter Reaktordruckgefäße begonnen. Das erste Leistungsreaktor-Druckgefäß (Kahl) wurde mit einem der amerikanischen Qualität SA 302 B ähnlichen Stahl gebaut. Der C-Gehalt liegt höher als bei den englischen Stählen, nämlich zwischen 0,19 und 0,25 %. Die geforderten Festigkeitswerte im normalisierten Zustand liegen etwas niedriger als die für 302 B (Tafel 3, Bild 2).

Tafel 3. Festigkeitswerte des beim Kahler Reaktor verwandten Stahles

	20°	350°
σ_s	32 kg/mm ²	> 22
σ_B	53 – 62 kg/mm ²	> 53
δ	18 %	

Der Co-Gehalt im Grundwerkstoff konnte vom Stahlhersteller auf 50 ppm begrenzt werden (Tafel 4). Dieser obere Grenzwert sollte im Reaktordruckgefäß eingehalten werden, solange die Probleme der radioaktiven Abfallbeseitigung und der Reparaturschweißung an selbststrahlenden Stählen noch nicht ernsthaft untersucht worden sind.

Der Übergang zu vergütbaren Stählen für den Reaktordruckgefäßbau wurde noch nicht in Angriff genommen. Eine erhebliche Verminderung der Wanddicke würde z. B. der USS-T 1 Stahl zulassen. Leider können Vergütungen bei Baustellenschweißungen nachträglich

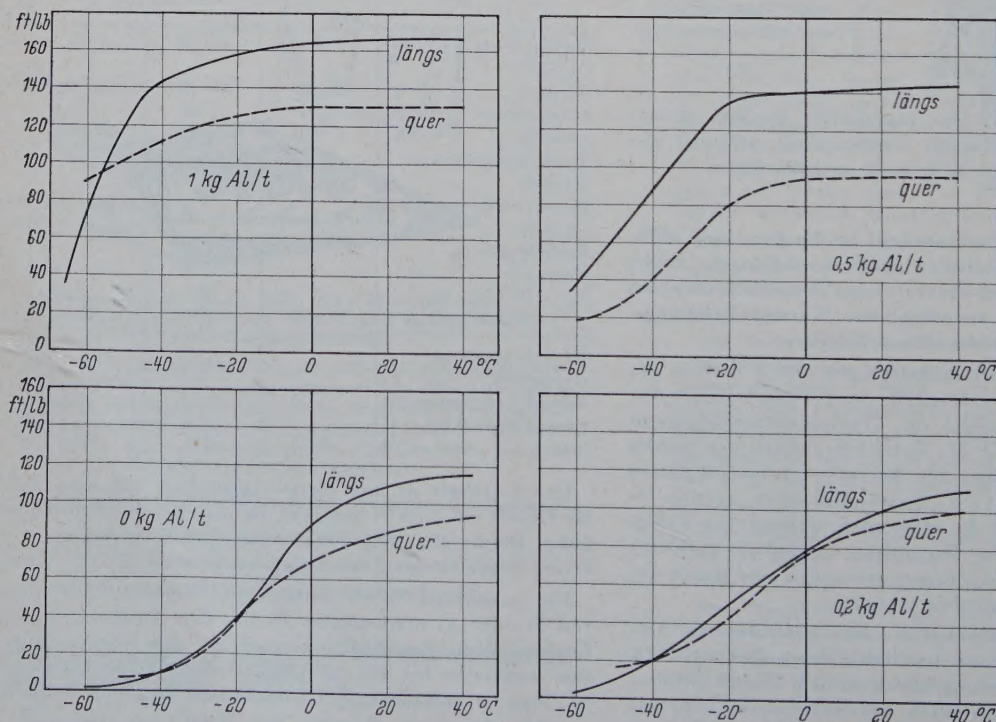


Bild 1. Charpy-V-Kerbschlagwerte von normalisierten Elektrostahlblechen 8350 × 2670 mm nach [1] (Probenahme in d/3)

Stahlanalyse

C	0,13 – 0,15
Mn	1,29 – 1,37
Si	0,19 – 0,30
S	0,009 – 0,011
P	0,012 – 0,015
Cr	0,11 – 0,14
Ni	0,12 – 0,15
Mo	0,02 – 0,04

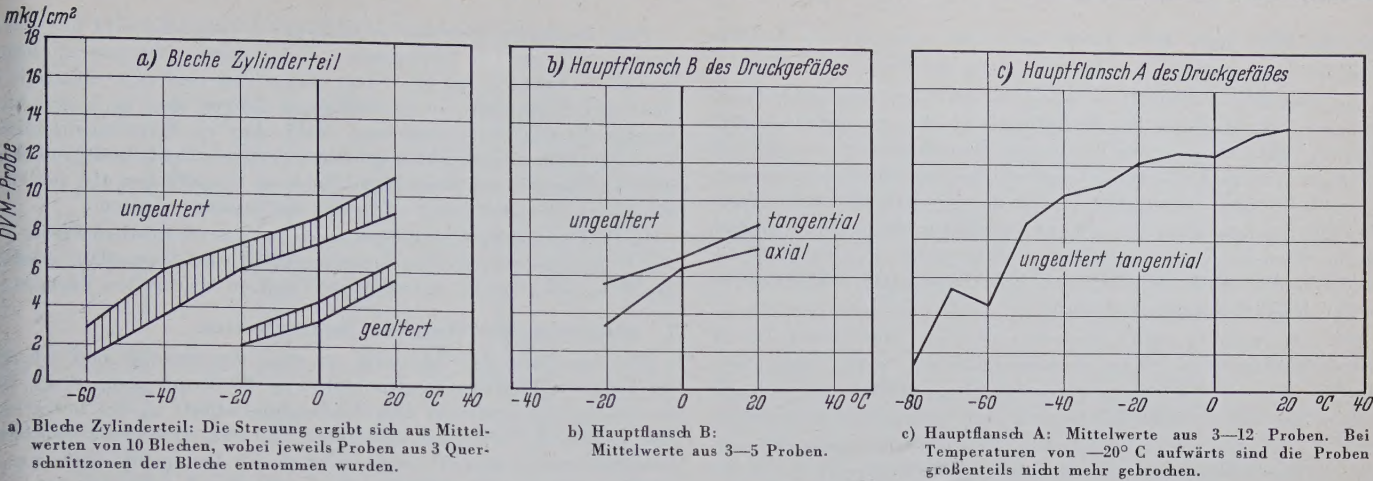


Bild 2. Abnahmewerte für die Kerbschlagzähigkeit (DVM-Probeform) aus verschiedenen Teilen des Reaktordruckgefäßes Kahl

Tafel 4. Abnahmewerte des Vormaterials für das Druckgefäß Kahl A) Warmgewalzte Bleche (98 + 6,5) mm, Wanddicke 19 Mn 5/Mo B) Geschmiedete Deckelflansche
Chemische Analyse (gefundene Grenzwerte):

	C	Si	Mn	P	S	Cr	Mo	Ni	N	Al		Co
										Ges.	Metall	
A	.18 — .25	.45 — .52	1.20 — 1.46	.013 — .022	.014 — .017	—	.46 — .52	—	.003 — .006	.019 — .038	.016 — .030	43 — 52 ppm
B	.19 — .22	.40 — .45	1.13 — 1.21	0,015	0,009	.05	.50 — .53	.03		.029 — .054		43 — 49 ppm

Mechanische Eigenschaften (Gefundene Grenzwerte) im normalisierten Zustand

	A		B	
	20° C	350° C	20° C	350° C
σ_S [kg/mm ²]	37,0 — 50,2	25,7 — 45,6	28,8 — 40,2	19,1 — 26,8
σ_B [kg/mm ²]	53,6 — 66,6	48,6 — 63,2	52,2 — 57,6	47,2 — 50,3
δ [%]	20 — 32	18 — 26	26,4 — 29,0	18,0 — 16,6
ψ [%]	—	—	57,6 — 65,3	48,1 — 64,0
Korngröße nach ASTM	6 — 7		6 — 7	

lich nicht mehr vorgenommen werden, so daß die Schweißnähte mit verringerter Festigkeit und Zähigkeit anfallen. Darüber hinaus sinken die Zähigkeitseigenschaften des T1 auch bei vorschriftsmäßiger Vergütung mit zunehmender Wanddicke rasch ab. Weiterhin wurde festgestellt, daß der Stahl einer raschen Alterung im Neutronenstrom unterliegt (Bild 3), was möglicherweise auf den Borgehalt zurückzuführen ist. Dieses Element geht eine (n, α)-Reaktion ein, wobei das entstehende Helium hohe Spannungen im Gefüge verursachen kann [2].

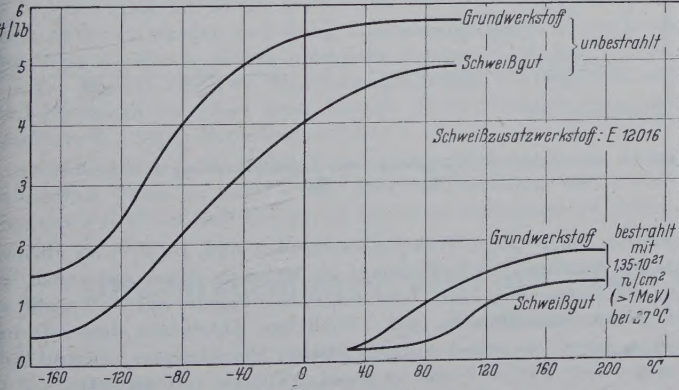


Bild 3. Übergangskurven der Kerbschlagzähigkeit (Charpy-V) von Stahl T-1 der US Steel (nach [2])

Trotz dieses Fehlschlages sollte jedoch der Weg zum vergütbaren Stahl weiterverfolgt werden, wobei vor allem die Notwendigkeit einer Vergütung aus der Schweißhitze heraus im Auge behalten werden muß.

Als nächstliegendes Ziel zeichnet sich die Verwendung der warmfesten Mangan-Stähle mit 350°C -Streckgrenze $> 35 \text{ kg/mm}^2$ ab, die dann besonders für den Reaktorbau geeignet sind, wenn sie mit hoher Reinheit hergestellt werden.

Es bleibt den Stahlherzeugern überlassen, den wirtschaftlichsten Weg zur Erzeugung von Stahlschmelzen mit niedrigstem Gehalt an Sauerstoff, Schwefel und Phosphor zu finden. Es wäre verfehlt, aus den günstigen Ergebnissen der englischen Elektroofenchargen den Schluß zu ziehen, daß Stähle für den Reaktorbau in Zukunft nur nach diesem Verfahren zu erzeugen wären, denn Stähle erhöhter Reinheit können bei entsprechender Schlackenführung und entsprechendem Einsatz auch im SM-Ofen oder nach dem Sauerstoffblasverfahren erzielt werden.

5. Korrosion

Im Vorangegangenen ist die Stahlauswahl im Hinblick auf Festigkeit, Zähigkeit und Temperaturbeanspruchung behandelt worden. Die Betriebsmittel CO_2 -Gas oder hochreines Wasser üben jedoch auch einen korrodierenden Einfluß auf die Metalloberflächen aus.

5.1 CO_2 als Betriebsmittel bei Temperaturen bis zu 400°C

Kesselblechstähle zeigen unter den Betriebsbedingungen der gasgekühlten Reaktoren eine geringe, parabolisch verlaufende Gewichtszunahme, die bei den Vorversuchen für den Reaktor Calder Hall zu $0,15\text{—}1,11 \text{ mg/cm}^2$ in fünf Monaten gemessen worden waren [3]. Reaktorphysikalisch tolerierbare Feuchtigkeitsgehalte erhöhen diese Beträge unwesentlich. Ein besonderer Oberflächenschutz gegen das Betriebsmittel ist bei gasgekühlten Reaktoren demnach nicht notwendig.

5.2 Hochreines Wasser als Betriebsmittel bei Temperaturen bis zu 300°C

Im Gegensatz zur Dampfkesselpraxis werden wassermodierte Reaktoren, die gleichermaßen mit aufbereitetem Kesselwasser betrieben werden, mit rostfreien Stählen ausgekleidet. Im folgenden sollen die Gesichtspunkte für und gegen die Verwendung rostfreien Materials im wassermodierten Reaktor kurz zusammengestellt werden:

Der Zusatz von Inhibitoren verbietet sich im Reaktorprimärkreis, da alle bekannten Kesselinhibitoren im Strahlungsfeld des Kerns zersetzt werden. Bei Siedewasserreaktoren stellt man den p_H -Wert im allgemeinen neutral ein, da die alkalischen Zusätze im Strahlungsfeld aktiviert werden: NaOH, KOH bilden die stark radioaktiven

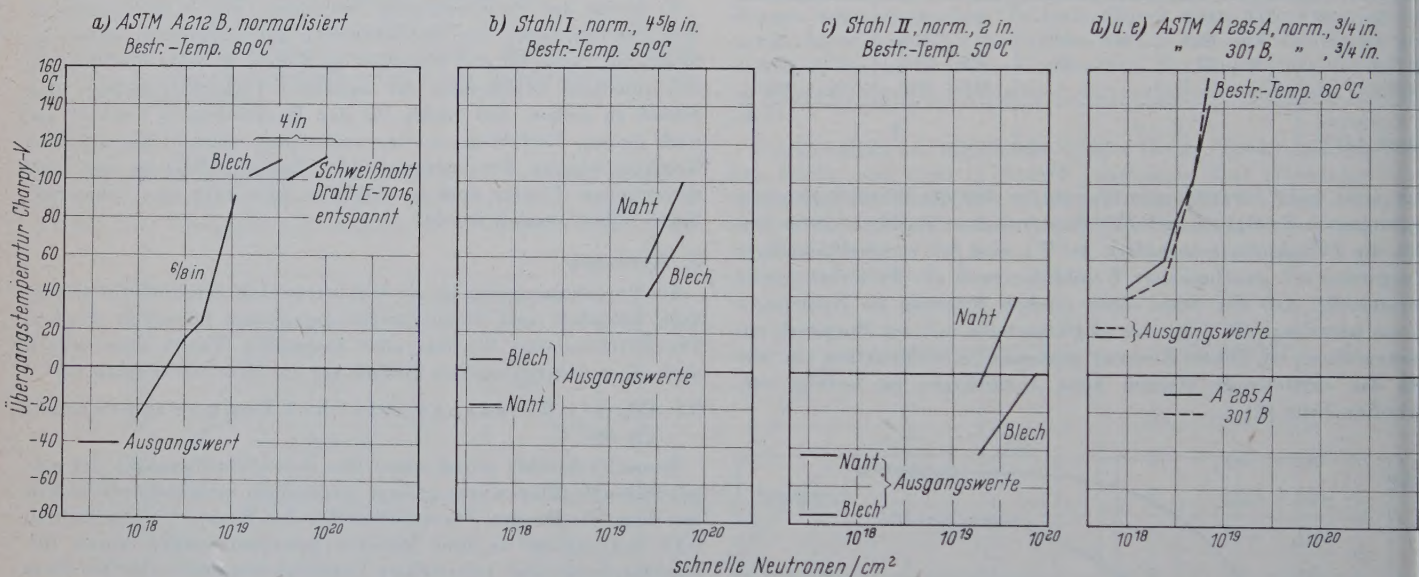
Isotope Na^{24} und K^{42} . LiOH bildet in einer (n, α) -Reaktion Tritium. Diese aktiven Isotope erschweren den Betrieb erheblich.

Im neutralen, aufbereiteten Wasser ist die Korrosionsgeschwindigkeit des C-Stahl jedoch 10–50mal höher als die von nichtrostenden Stählen, während in einem alkalischen Betriebswasser von $p_{\text{H}} > 10$ der Faktor nurmehr 5–10 betragen würde. Eine derartige Korrosion ist u. U. bezüglich Beanspruchbarkeit der Druckgefäße und anderer Bauteile des Primärkreises in Kauf zu nehmen. Zu prüfen ist dabei, ob die Einsparung an Kapitalkosten nicht durch die Erhöhung der laufenden Betriebskosten (erhöhter Filterharzbedarf, erhöhte radioaktive Abfälle) kompensiert wird.

Bei Anlageteilen mit besonders großen Oberflächen, z. B. Brennstoffelementen, Wärmeaustauschflächen, wird man vermutlich keinen Austausch gegen Kohlenstoffstahl in Betracht ziehen. Bei den Brennstoffelementen muß weiterhin berücksichtigt werden, daß auf deren Oberflächen Flüsse $> 10^{14} \text{ n/cm}^2 \text{ sec}$ auftreten können, durch die, nach amerikanischen Untersuchungen, die Korrosionsgeschwindigkeit deutlich erhöht wird. Von Bedeutung ist hierfür der Anteil der schnellen Neutronen, die sowohl die Radiolyse des Wassers als auch Strahlenschädigungen im Werkstoff maßgeblich verursachen.

6. Strahlenalterung

Über Strahlenalterung von Stählen existiert ein sehr umfangreiches Schrifttum, das auf einige wenige englische und amerikanische Originalarbeiten zurückzuführen ist. Über die neueren Arbeiten seien besonders die Veröffentlichungen von Harries (Harwell) [4] über die Eigenschaftsänderungen von Kesselbaustählen unter dem Beschuß schneller Neutronen angeführt. Aus diesen Arbeiten geht hervor, daß die Alterungsgeschwindigkeiten der Stähle unter gleichen Bestrahlungsbedingungen durchaus verschieden sind. Grobkörnige Stähle altern schneller als feinkörnige, Schweißnähte rascher als das Grundgefüge (Bild 4).



Analysen

	C	Si	Mn	Cr	Ni	Cu	Mo	V
C-Stahl I	0,15	0,19	1,19	0,42	0,10	0,15	0,26	0,06
C- " II	0,13	0,12	1,06	0,07	0,07	0,05	0,05	0,03
Schweißnaht zu I	0,12	0,34	0,72	0,16	0,16	0,16	0,27	<0,03
" II	0,05	0,14	0,47	0,05	0,11	—	<0,05	—

zu I : entspannt bei 675 °C
zu II : " " 630 °C

Stähle mit vermindertem Verunreinigungsgrad an P, S, O, verspröden merklich langsamer als solche mit normalen Gehalten.

Von besonderer Bedeutung ist der Temperatureinfluß auf die Alterungsgeschwindigkeit. Es zeigt sich, daß bei Bestrahlungstemperaturen von 80 bis 280 °C die höchsten Alterungsgeschwindigkeiten vorhanden sind.

Eine merkliche Alterung metallischer Werkstoffe wird nur durch schnelle Neutronen verursacht, d. h. durch Neutronen, deren kinetische Energie $\geq 1 \text{ MeV}$ liegt. γ -Strahlen sind zwar ebenfalls in der Lage, Werkstoffe zu durchdringen, führen aber zu keiner bleibenden Raumgitterveränderung, wohl aber zu Wärmespannungen. β -, α -Strahlen oder Strahlen größerer Partikel (Uran-Spaltprodukte) üben auf Metalle nur einen Hauteffekt aus, beeinflussen also lediglich die Oberfläche und damit u. U. das Korrosionsverhalten.

In Bild 3 sind die Übergangskurven des amerikanischen Stahls T der United Steel Corp. für Grundwerkstoff und Schweißgut wieder gegeben, und zwar im unbestrahlten und im bestrahlten Zustand.

7. Aktivierung des Stahls im Neutronenstrom

Für die Höhe der Aktivität zu einer bestimmten Zeit ist der integrierte thermische Neutronenfluß im Werkstoff maßgebend. Dabei werden entsprechend dem Einfangsquerschnitt σ_a des betreffenden Werkstoffs Neutronen absorbiert, und zwar meist im Zusammenhang mit einem (n, γ) -Prozeß, bei dem ein Isotop mit einer un erhöhten Massenzahl entsteht, das in der Regel radioaktiv ist.

Die Bestimmung des thermischen Flußintegrals ist verhältnismäßig einfach durchzuführen, indem man aktivierbare Elemente (z. B. Ni) an den Meßort bringt und nach der festgesetzten Zeit deren Aktivierung mittels Zählrohr und Eichprobe bestimmt.

Nach Abschalten des Reaktors kommt die im Stahl induzierte Aktivität, die durch verschiedene Isotopen hervorgerufen wird, in das Verhältnis der Zerfallskonstanten dieser Isotope zum Abklingen.

Sehr schnell zerfällt der stärkste vorhandene Strahler, das Isotop Mn^{56} (entstanden aus Mn^{55} durch (n, γ) -Reaktion oder aus Fe^{56} durch (n, p) -Reaktion). Die Halbwertszeit des Mn^{56} , dessen Gleichgewichtsaktivität alle anderen im Stahl vorhandenen Isotope weit übersteigt, beträgt 2,6 Stunden, so daß diese Strahlung nach wenigen Tagen abgeklungen ist.

Anders verhält es sich mit den weiteren im Stahl generierten Isotopen Cr^{51} (28 d), Fe^{59} (45 d), Ta^{182} (115 d), Co^{60} (5,3 y), die

Bild 4. Anstieg der Übergangstemperatur durch Bestrahlung mit schnellen Neutronen 1 Mev

sämtlich durch (n, γ) -Reaktion entstanden sind. Da Fe^{58} als Mutterisotop des Strahlers Fe^{59} immer zu 0,3 % im Eisen vorhanden ist, ist die Entstehung eines Grundaktivitäts-Pegels von Fe^{59} nicht zu umgehen. Immerhin ist nach 1 1/2-jähriger Abkühlzeit dieses Isotops schon unter 1/1000 seines Anfangsgehaltes abgeklungen, während Co^{60} nach dieser Wartezeit erst 1/5 seiner Aktivität verloren hat.

Am Beispiel des Reaktors Kahl sollen die zu erwartenden Aktivitäten in den verschiedenen Stahlwänden, die den Reaktorkern umgeben, gezeigt werden (Bild 5).

Die entwickelte Aktivität an einem bestimmten Ort des Werkstoff hängt ab von dem dort herrschenden thermischen Neutronenfluß, der Konzentration der aktivierbaren Isotope, dem mikroskopischen Einfangsquerschnitt σ_a dieser Isotope und der Aktivierungszeit.

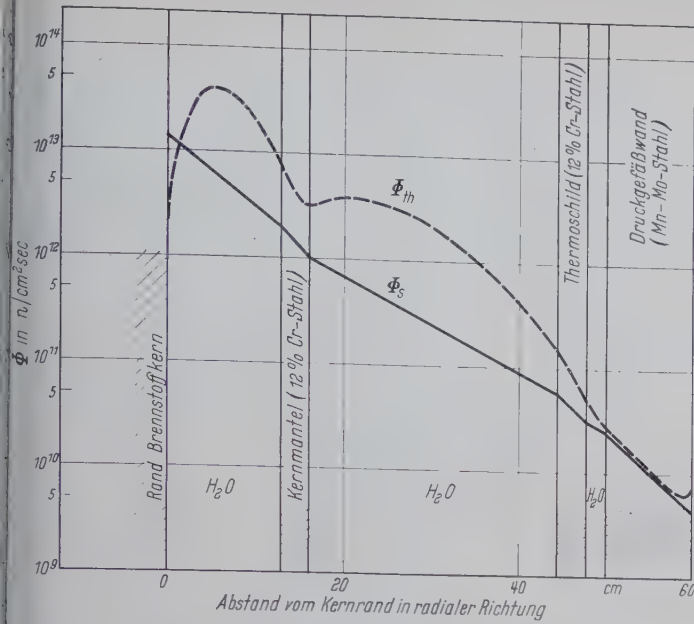


Bild 5. Verteilung des thermischen und schnellen Neutronenflusses um den Reaktorkern Kahl (radial vom Kernmittelpunkt)

Die Aktivierung strebt einem Sättigungswert zu, der um so früher erreicht wird, je kleiner die Halbwertszeit des strahlenden Isotops ist. Die Zeit bis zum Erreichen des Sättigungswertes ist unabhängig vom Neutronenfluß, dagegen ist die Höhe des Sättigungswertes eine Funktion des thermischen Flusses und der Konzentration des Mutterisotops.

Fe⁵⁹ erreicht nach 300 Tagen 99 % seines Sättigungswertes, Cr⁵¹ bereits nach 160 Tagen, Ta¹⁸² erst nach 800 Tagen und Co⁶⁰ erreicht diesen Wert sogar erst nach 35 Jahren. Ganz entsprechend verhalten sich die Abklingzeiten, die in direktem Verhältnis zu den Halbwertszeiten stehen.

Bild 6 gibt auf der Ordinate die Aktivitätswerte in mC/cm³ des strahlenden Werkstoffs wieder, wie diese sich nach einjähriger Betriebszeit (= 8000 Vollaststunden) im Reaktor Kahl einstellen. Die Werte sind als Mittelwerte aufzufassen, da innerhalb einer durchstrahlten Stahlwand durch die Absorption eine Minderung des Neutronenflusses eintritt. Die Flußmittelwerte für den schnellen und thermischen Neutronenfluß sind aus Bild 5 zu ersehen.

Es ist ersichtlich, daß sich das Co⁶⁰ im Lauf technisch vertretbarer Zeiten (Berücksichtigung von Reparaturen) kaum ändert. Cr⁵¹, das bei rostfreien Stählen zuerst einen sehr hohen Wert einnimmt, verschwindet relativ rasch. Fe⁵⁹, das in jedem bestrahlten Eisenwerkstoff enthalten ist, klingt etwas langsamer ab. Noch langsamer vermindert sich Ta¹⁸², das allerdings nur in Nb-haltigen, nicht-rostenden Stählen auftritt.

Zusammenfassend ist zu sagen, daß Mn⁵⁵, Cr⁶⁰ und Fe⁵⁸ zwar rasch aktiviert werden und hohe Strahlungsintensitäten erreichen, daß diese Elemente jedoch innerhalb weniger Tage (Mn⁵⁵) oder weniger Monate (Cr⁵¹, Fe⁵⁹) wieder abklingen. Entsprechend den Halbwertszeiten erreichen diese Isotope ihren Sättigungswert auch bereits nach einigen Betriebsmonaten.

Anders verhält sich Kobalt, das unangenehmerweise in seiner natürlichen Form zu 100 % mit dem aktivierbaren Isotop Co⁵⁹ vorkommt (Fe⁵⁸ ist dagegen nur zu 0,3 % im natürlichen Fe enthal-

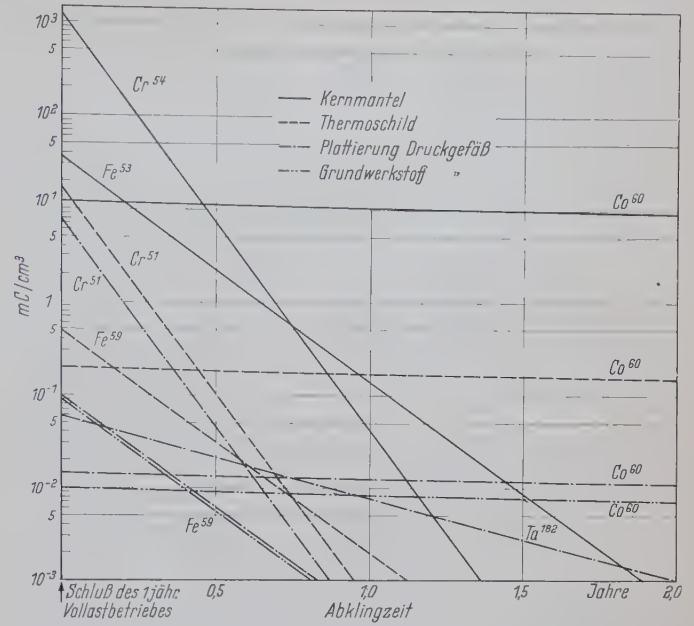


Bild 6. Mittlere induzierte Aktivitäten in den Stahlwänden, die den Reaktorkern Kahl umgeben

ten), das erst nach 30 Betriebsjahren seinen Sättigungswert erreicht und dessen Abklingen in wenigen Jahren kaum merkbar ist.

Tantal nimmt eine Zwischenstellung ein. Der Gehalt an Ta sollte ebenfalls so klein wie möglich gehalten werden.

8. Schlußbetrachtung

Die Risiken beim Betrieb eines Atomreaktors zwingen zu außergewöhnlichen Maßnahmen. Dies gilt besonders für den zentralen Teil des Reaktors, nämlich für den Kern mit dem umschließenden Druckgefäß.

Während das nukleare Risiko beim Bruch eines solchen Druckgefäßes durch die Erstellung eines umschließenden Gehäuses vermeidbar ist, bleibt dem Hersteller und dem Betreiber eines Kernkraftwerkes das wirtschaftliche Risiko. Während eine gerissene Dampftrommel in wenigen Wochen repariert oder ersetzt werden kann, ist eine analoge Situation im Atomkraftwerk vielfach schwieriger, wenn nicht überhaupt unlösbar, da es zumindest bis heute weder Fachleute noch Einrichtungen für die Reparaturschweißungen dickwandiger, radioaktiver Teile gibt.

Es ist unschwer nachzurechnen, daß der dadurch bedingte langzeitliche oder gänzliche Ausfall eines Kernkraftwerkes größerer Leistung Verluste von vielen Mio DM bedeutet, eine Summe jedenfalls, die den Herstellungswert des Druckgefäßes um ein vielfaches übersteigen kann.

Schrifttum

- [1] Jamieson a. Mowat: Electric furnace steel for nuclear power applications. Nuclear Eng., Mai 1960, S. 207—211.
- [2] Balai Kettles, Bailey: Reactor pressure vessel design for nuclear applications (Symposium on radiation effects on materials). ASTM Special Technical Publ. No. 233, S. 72.
- [3] Grainger, McIntosh: Metallurgical developments. J. British Nuclear Energy Conf., Verlag William Clowes a. Sons Ltd., London. April 1957, S. 121.
- [4] Harries: Radiation damage in iron and steel. Nuclear Power, März 1960, S. 97—99; April 1960, S. 142—145.

Die Straßenbrücke über den Rhein zwischen Mannheim und Ludwigshafen

Von Oberbaurat Dipl.-Ing. W. Roloff, Mannheim

DK 624.27.014.2 : 625.745.1

1. Vorbereitung

1.1 Verkehrsbedeutung der Brücke

Die neue Straßenbrücke über den Rhein zwischen Mannheim und Ludwigshafen ist ein Ersatzbau für die im Jahre 1945 durch die deutsche Wehrmacht durch Sprengung des Überbaues zerstörte Straßenbrücke zwischen den beiden Städten. Außer der Autobahnbrücke bei Frankental (Theodor-Heuß-Brücke) ist diese Brücke der einzige feste Rheinübergang im Raum zwischen Worms und Speyer.

Ihre Verkehrsbedeutung wird dadurch gekennzeichnet, daß sie nicht nur den örtlichen Verkehr zwischen den beiden Städten und dem engeren Hinterland, sondern darüber hinaus den Verkehr von vier Bundesstraßen aufnehmen muß, die über die Brücke führen oder an den Brückenköpfen ihren Ausgang nehmen.

Bis zur Erstellung der neuen Brücke mußte eine in den Jahren 1947/48 auf den alten Unterbauten errichtete Straßenbehelfsbrücke

diesen Verkehr aufnehmen. Ungünstige Verhältnisse, insbesondere der Umstand, daß ein Teil der Pfeiler und Widerlager bis zum Jahre 1955 durch eine provisorische Eisenbahnbrücke belegt war, die als vorläufiger Ersatz für die danebenliegende ebenfalls zerstörte Eisenbahnbrücke erstellt worden war, führten dazu, daß die Behelfsbrücke, die bereits seit längerer Zeit dem Verkehrsbedürfnis in keiner Weise mehr genügte, erst in den Jahren 1957/1959 durch das hier beschriebene moderne, allen Verkehrsansprüchen gewachsene Bauwerk ersetzt werden konnte.

1.2 Entwurfsgestaltung

Örtliche Verhältnisse machten es notwendig, die verkehrstechnisch wenig günstige Lage der 1945 zerstörten Brücke unmittelbar neben der Eisenbahnbrücke unverändert beizubehalten. Die Entwurfsgestaltung für das neue Bauwerk wurde dadurch stark erschwert und eingeengt. Zwangsläufig ergab sich zunächst, daß aus wirtschaftlichen Gründen die Pfeiler und Widerlager der alten Brücke, die im wesentlichen nur äußere Zerstörungen aufwiesen, möglichst ohne wesentliche Veränderung ihrer Abmessungen wieder in das neue Bauwerk einbezogen werden mußten.

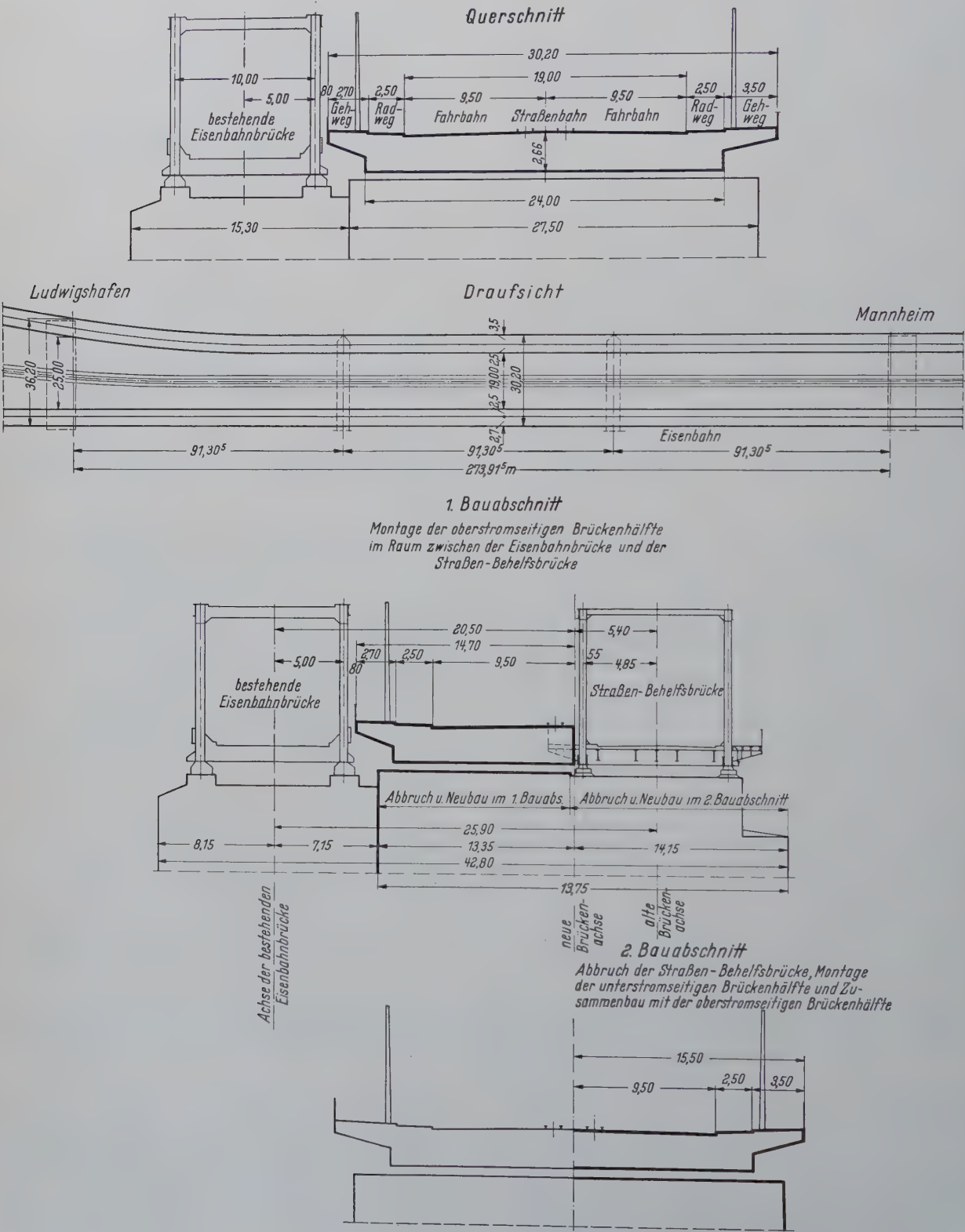


Bild 1. Grundlagen für die Entwurfsbearbeitung

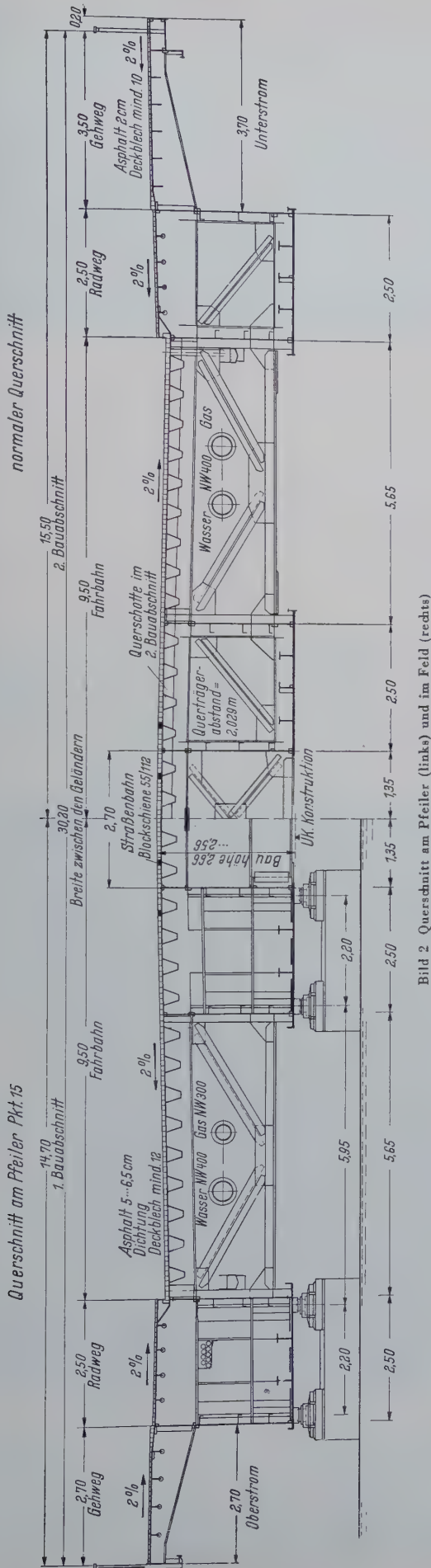


Bild 2 Querschnitt am Pfeiler (links) und im Feld (rechts)

Bei der äußeren Gestaltung der neuen Brücke mußte weiter weitgehend das wenig ansprechende äußere Erscheinungsbild der als Fachwerkbrücke ausgebildeten Eisenbahnbrücke beachtet werden. Systeme mit über der Fahrbahn liegendem gegliederten Tragwerk mußten ausscheiden, da das durch die Überschneidung der Systemstäbe der beiden Brücken entstehende Stabgewirr an dieser bedeutsamen Stelle im Stadtbild der beiden Städte nicht mit den städtebaulichen Erfordernissen in Einklang zu bringen gewesen wäre.

Als besonders erschwerend kam hinzu, daß für den Verkehr zwischen den beiden Städten, der keine Unterbrechung oder wesentliche Erschwerung erfahren durfte, keine Umleitungsmöglichkeit vorhanden war. Die vorhandene Straßenbehelfsbrücke, die etwa die Hälfte der vorhandenen Pfeiler und Widerlager in Anspruch nahm, konnte deswegen erst beseitigt werden, nachdem ein gleichwertiger Ersatz vorhanden war, auf den der Verkehr umgelegt werden konnte.

Bei der Entwurfsbearbeitung waren deshalb folgende Forderungen einzuhalten (Bild 1):

Die Anordnung von drei Brückenöffnungen wie bei der alten Brücke war beizubehalten. Die Stützweiten der Öffnungen waren mit 91,305 m anzunehmen.

Die neue Brücke war als Deckbrücke mit vollständig unter der Fahrbahn liegendem Tragwerk zu entwerfen. Die Höhenlage der Konstruktionsunterkante war durch die Forderung der Schifffahrt nach einer freien Durchfahrthöhe von 9,10 m über dem höchsten schiffbaren Wasserstand festgelegt. Für die Fahrbahnoberkante wurde eine Höhenlage gefordert, daß den Reisenden der Bundesbahn bei der Fahrt über die Eisenbahnbrücke noch ein freier Blick aus dem Zug über die Straßenbrücke offen blieb. Aus beiden Forderungen ergab sich eine maximale Konstruktionshöhe von 2,66 m und damit das außergewöhnlich niedrige Verhältnis zwischen Konstruktionshöhe und Spannweite von 1 : 34,3.

Der Abstand der äußeren Träger des Tragsystems der neuen Brücke, für die eine Gesamtbreite von 30,20 m zwischen den Geländern vorgesehen war, durfte nicht mehr als 24 m betragen, da ein größerer Abstand eine schwierige Verlängerung der Pfeiler nach unterstrom erfordert hätte, die jedoch mit Rücksicht auf die Schifffahrtsinteressen außer Betracht bleiben mußte. Die Gehwege waren deshalb auszukragen, und zwar um 2,70 m nach oberstrom und 3,50 m nach unterstrom.

Die neue Brücke mußte in zwei Abschnitten gebaut werden können, und zwar in zwei längs der Fahrbahnmitte getrennten Längshälften. Jede Hälfte mußte imstande sein, für sich als selbständiges Bauwerk zu wirken und den gesamten Verkehr aufzunehmen. In einem ersten Bauabschnitt mußte zunächst in dem bei Baubeginn vorhandenen freien Raum zwischen der Straßenbehelfsbrücke und der Eisenbahnbrücke die oberstromseitige Brückenhälfte montiert werden. Auf diese Brückenhälfte war sodann der gesamte Verkehr einschließlich Straßenbahnverkehr umzulegen. Anschließend konnte die nunmehr vom Verkehr frei gemachte Behelfsbrücke abgebrochen und in einem zweiten Bauabschnitt in dem dadurch frei gewordenen Raum die unterstromseitige Brückenhälfte montiert werden. Beide Brückenhälften waren sodann in kürzester Frist zu einem Gesamtbauwerk zusammenzufügen.

1.3 Ausschreibung

An der auf dieser Grundlage erfolgten öffentlichen Ausschreibung beteiligten sich 15 Firmen mit 31 Vorschlägen, aus denen nach sorgfältiger Prüfung in technischer und wirtschaftlicher Beziehung der Vorschlag der Firma DEMAG AG., Duisburg, als besonders ausgereift zur Ausführung ausgewählt wurde.

2. Beschreibung des Bauwerkes

2.1 Querschnitt (Bild 2)

Die neue Brücke hat eine Gesamtbreite von 30,20 m zwischen den Geländern. Hiervon entfallen 19,00 m auf die sechsspurige Fahrbahn. Die mittleren Spuren sind schienengebunden und dienen in erster Linie dem Verkehr der Straßenbahn und der Rhein-Haardt-bahn. Auf beiden Seiten sind Radwege von je 2,50 m Breite angeordnet sowie Gehwege, deren Breite oberstrom 2,70 m und unterstrom 3,50 m beträgt.

In der Ludwigshafener Öffnung verbreitert sich die Fahrbahn auf der Unterstromseite in Klothoidenform um 6,00 m, so daß am Lud-

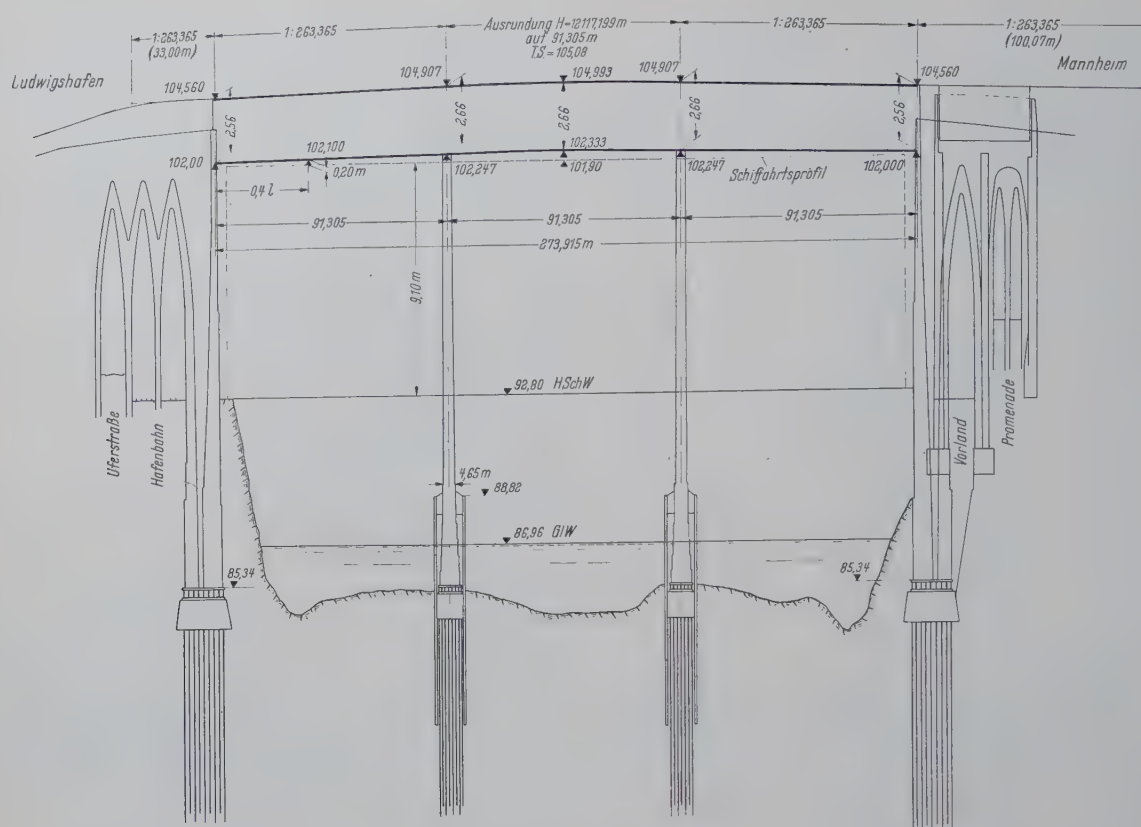


Bild 3. Überhöhtes Längsprofil

wigshafener Widerlager eine Fahrbahnbreite von 25,00 m und eine Gesamtbreite von 36,20 m vorhanden ist. Diese Verbreiterung war erforderlich, um eine zügige Abfahrt von der Brücke nach Ludwigshafen zu ermöglichen.

2.2 Längs- und Quergefälle

Die Brücke hat in den Seitenfeldern ein Längsgefälle von 1 : 263,35. Der Ausrundungsbogen im Mittelfeld besitzt einen Radius von 12 117,20 m (Bild 3). Die Fahrbahn hat ebenso wie die Rad- und Fußwege ein Quergefälle von 2 ‰ zum Schrammbord (Bild 2).

2.3 Statisches System und Belastungsannahmen

Als statisches System der Brücke wurden Durchlaufträger über drei Felder von je 91,305 m Spannweite mit festem Lager auf dem Ludwigshafener Widerlager und beweglichen Lagern auf den Pfeilern und dem Mannheimer Widerlager gewählt.

Der Berechnung sind die Lastannahmen für Brückenklasse 60 nach DIN 1072 sowie Belastung der Schienenzone mit dem belastungsmäßig ungünstigsten Lastenzug der Straßenbahn und der Rhein-Haardtbahn zugrunde gelegt worden.

2.4 Haupttragsystem (Bild 2)

Die Haupttragkonstruktion besteht aus vier torsionssteifen Hohlkastenträgern — in jedem Bauabschnitt zwei Stück —, deren Obergurte aus einer gemeinsamen orthotropen Stahlplatte bestehen, die als Tragwerk für die Fahrbahn, die Rad- und Gehwege dient. Der Verlauf des äußeren unterstromseitigen Kastenträgers schließt sich in der Ludwigshafener Öffnung dem trompetenförmigen Verlauf der Fahrbahn polygonal an (Bild 4). Die Mittelachsen der Kästen haben Abstände von 8,15 m — 5,20 m — 8,15 m. Die ungleichen Abstände sind durch die Forderung bedingt, die Brücke in zwei selbständigen Abschnitten bauen zu können. Die äußeren Kästen liegen unter den Radwegen. Aus diesen kragen Konsolen aus, welche die Gehwege tragen. In der Mittelloffnung sind die Hauptträger parallelgurtig, während in den Seitenöffnungen die Höhe vom



Bild 4. Untersicht gegen Ludwigshafen

Pfeiler zum Widerlager um 100 mm abnimmt. Die beiden Stege eines Kastens haben einen Abstand von 2,50 m. Die größte Stegblechhöhe beträgt 2649 mm, die Dicke zwischen 9 und 11 mm, im Bereich der Trompete in der Ludwigshafener Öffnung zur Aufnahme der Torsionsschubkräfte bis zu 14 mm. Alle Aussteifungen wurden aus architektonischen Gründen im Kasteninnern angeordnet (Bild 5).



Bild 5. Innensicht des äußeren Kastenträgers mit Querschott am Pfeiler

Kräftige Querschotte liegen im Abstand von 6,09 m, zwischen denen sich die Längsaussteifungen spannen. Die Zahl dieser Längsaussteifungen schwankt zwischen 2 und 4, ihre Höhenlage richtet sich nach den Sicherheiten der Teilbeulfelder, wobei besonders die Lastzustände aus dem Montagevorgang zu beachten sind. Das als Untergurt dienende Bodenblech ist 2,85 m breit, die Dicke schwankt zwischen 10 und 26 mm, wobei streckenweise Zulagen bis zu $3 \times 500/26$ mm innerhalb der Kästen aufgebracht sind. Das Bodenblech erhielt in ganzer Länge 2 bis 3 Längsaussteifungen, die zum tragenden Querschnitt gerechnet wurden. Sie bestehen ebenso wie die Längsaussteifungen bei den Stegblechen aus geschweißten T-Profilen oder ungleichschenkeligen Winkeln.



Bild 6. Hauptträgerkästen in der Werkstatt. Links äußerer Kasten, rechts innerer Kasten

Die Hauptträgerkästen wurden in der Werkstatt vollständig geschweißt. Die Baustellenstöße und Anschlüsse sind genietet (Bild 6).

2.5 Fahrbahnplatte

Die orthotrope Fahrbahnplatte wird gebildet aus dem Fahrbahnblech, den Längsrippen und den Querträgern (Bild 7). Das Deckblech ist im Fahrbahnbereich 12 mm, im Bereich der Trompete 12–16 mm und in den Geh- und Radwegen 10–12 mm dick. Die Querträger sind als 500 mm hohe I-Träger in Abständen von 2,03 m angeordnet.

Die Längsrippen bestehen im Fahrbahnbereich aus torsionssteifen trapezförmigen Hohlkästen nach DEMAG-Patent mit Höhen von 250 mm und 300 mm. Die Rippen haben einen Mittenabstand von 600 mm, ihre Spreizung beträgt 300 mm, so daß die freie Spannweite des Deckbleches, das sich auf die Seitenwände des Hohlkastens abstützt, ebenfalls 300 mm beträgt. Da die Hohlkästen luftdicht verschweißt werden können, ist eine Innenkorrosion nicht zu erwarten. Die Blechdicke konnte deshalb zu 5–8 mm gewählt werden. Im 2. Bauabschnitt wurden im Fahrbahnbereich zusätzlich im halben Querträgerabstand Querschotte eingebaut, welche eine günstigere Lastverteilung bewirken und die Plattenverformungen aus der örtlichen Belastung weiter abmindern sollen.

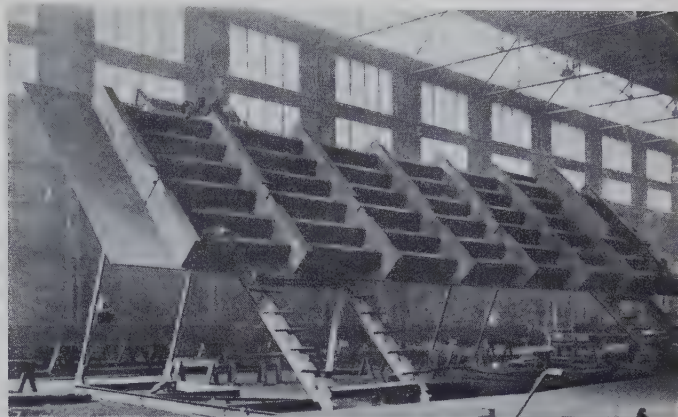


Bild 7. Fahrbahnplatte in der Werkstatt

Die Längsträger der Radwege bestehen wegen der geringeren Beanspruchung aus senkrechtstehenden Flacheisen, die der Gehwege aus Wulstprofilen.

An jedem dritten Querträger, d. h. im Abstand von 6,09 m, kragen Gehwegkonsolen mit 2,70 m Länge auf der Oberstromseite und 3,50 m Länge auf der Unterstromseite als Träger der Fahrbahnplatte der Gehwege aus. Auf der Unterstromseite ist als Träger der Laufschiene des Besichtigungswagens ein 650 mm hoher einsteiger Randträger angeordnet. Dieser Träger ist aus architektonischen Gründen um 600 mm gegen das eigentliche Abschlußblech an den Konsolspitzen zurückgesetzt, um dieses mit einer Höhe von 350 mm ausbilden und damit als Gesimsband in gleicher Höhe wie bei den auf beiden Ufern gelegenen Anschlußbauwerken über die ganze Brückenlänge durchführen zu können.

Die Fahrbahnplatte ist vollständig geschweißt, lediglich die Baustellenstöße wurden in Längs- und Querrichtung genietet. Für die Stöße der kastenförmigen Längsrippen im Fahrbahnbereich wurden hochzugfest vorgespannte Schrauben benutzt.

2.6 Querverbände einschließlich Querschotte

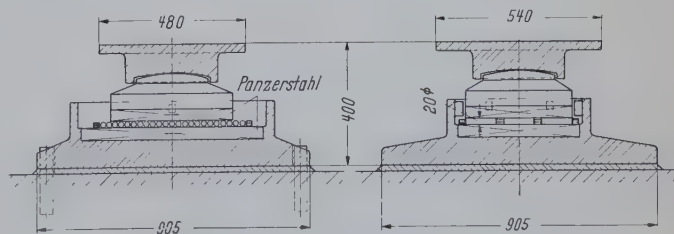
Die Querverbände zwischen den Hauptträgerkästen stellen im wesentlichen lastverteilende Elemente dar, während die Schotte innerhalb der Kästen hauptsächlich als lastverteilende Elemente für die Torsionsröhren wirksam sind. Die Verbände und Querrahmen über den Pfeilern und Widerlagern dagegen übertragen die lotrechten und waagerechten Lagerkräfte in die außermittig angeordneten Lager.

Verbände und Querschotte liegen in einem Abstand von 18,26 m, d. h. in den Fünftelpunkten jeder Öffnung. Als Verbandsstäbe sind Winkelprofile eingebaut. Die Querschotte wurden als vollwandige Rahmenkonstruktion mit einer versteifenden Diagonale aus Winkelprofilen ausgebildet.

Im Bereich der Trompete sowie über den Pfeilern und Widerlagern sind diese Konstruktionsglieder besonders kräftig ausgebildet (Bild 5).

2.7 Lageranordnung und -ausbildung

Die festen Lager liegen auf dem Widerlager Ludwigshafen. Alle anderen Lager sind in Längsrichtung beweglich ausgebildet. Zur Vermeidung großer Zusatzbeanspruchungen in Brückenquerrichtung haben alle Lager eine geringe Querbewegungsmöglichkeit.



Auflagerdruck 435 t
Gesamtgewicht der Lager 196 t, d. h. 0,64 % vom Gesamtgewicht der Stahlkonstruktion von 3049 t (gegenüber normal 1,8 %)

Bild 8. Lager System Schönhöfer

Als bewegliche Lager kamen Schönhöfer-Lager zur Anwendung (Bild 8). Alle Lager sind unbehindert in jeder Richtung verdrehbar. Bei den festen Lagern befindet sich zwischen Ober- und Mittelteil eine Kugelkalotte, bei den beweglichen Lagern liegt diese zwischen Oberteil und Sattelplatte. Die Sattelplatte bewegt sich auf kleinen Rollen, die in Käfigen geführt werden. Um ein einwandfreies Arbeiten der Rollen zu erreichen, sind diese in Öl gelagert.

2.8 Übergänge

Im Gegensatz zu anderen Brücken wurden auf beiden Widerlagern bewegliche Übergänge angeordnet. Die Anordnung eines beweglichen Überganges auch auf dem festen Widerlager erfolgte, weil wegen der großen Biegeweichheit der Konstruktion auch auf diesem Widerlager mit erheblichen Bewegungen in der Fahrbahnoberfläche zu rechnen war.

Die Übergänge wurden nach dem DEMAG-Patent hergestellt. Das Besondere an diesen Übergängen ist die fugenlose Ausbildung mit einem Rolladenverschluß (Bild 9).

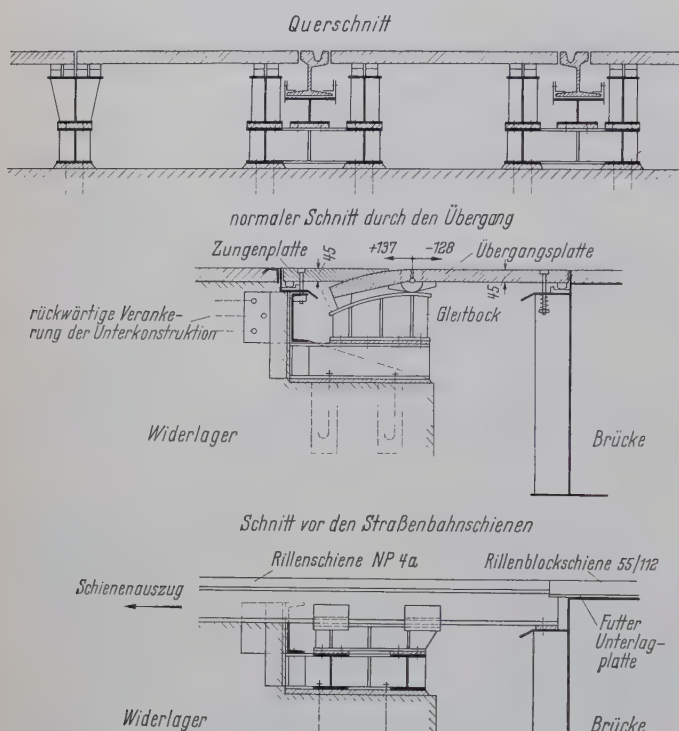


Bild 9. Beweglicher Fahrbahnübergang System Demag

Die Übergänge der Rad- und Fußwege an beiden Brückenenden sind einfache Schleppblechkonstruktionen.

2.9 Schrammborde, Entwässerung, sonstige Ausrüstung

Die Fahrbahn wird durch eine geschweißte Stahlkonstruktion als Schrammbord begrenzt. Um eine Beanspruchung dieser Konstruktion nach Möglichkeit zu vermeiden, wurde sie erst nach Beendigung der Stahlmontage eines jeden Bauabschnittes verlegt.

Das Oberflächenwasser wird mittels besonderer Einlaufkästen, die in 6,09 m Abstand direkt neben dem Schrammbord eingebaut sind, abgeführt. Rinnen, die unter der Fahrbahn liegen, führen das Wasser zu den Widerlagern.

Zum Anbringen der Beleuchtungskörper sind in Abständen von 18,30 m Peitschenmaste auf den Gehwegen aufgestellt. Jeder zweite Mast ist zum Tragen der Straßenbahnoberleitung eingerichtet.

Für die Straßenbahnschienen wurden Blockschiene 55/112 aus St 60 verwendet. Diese sind zunächst auf ein durchlaufendes Ausgleichblech aufgeschweißt, das seinerseits fest auf das Fahrbahnblech aufgeschweißt ist.

Als äußere Einfassung wurde ein einfaches Pfostengeländer mit vertikalen Füllstäben gewählt.

Zur Besichtigung der Brückenuntersicht und Vornahme kleinerer Unterhaltungsarbeiten sind unter je zwei benachbarten Hohlkästen und unter jeder Gehwegauskragung Besichtigungswagen angeordnet.

Die beiden inneren Besichtigungswagen sind mit um rd. 3,50 m seitlich ausschließbaren Arbeitsbühnen versehen, um auch unter der unteren Abschußbleche der Hohlkästen gelangen zu können.

2.10 Isolierung und Fahrbahnbelag

Die Oberfläche der Stahlplatte wurde nach Blankentrostung durch Sandstrahlen zunächst mit einem dünnen Bitumenanstrich auf Prodoritlack versehen. Darauf wurde als Isolierung ein rd. 5 mm dicker verhältnismäßig weich eingestellter Mastixbelag mit Pulvatex zusätzlich mit folgender Zusammensetzung aufgebracht:

25 %	in Gew.-T. Bitumen B 200
2 %	in Gew.-T. Pulvatex
73 %	in Gew.-T. Mineralstoffe.

Der Fahrbahnbelag besteht in der Schienenzone aus einem zweilagig aufgetragenen Hartgußasphalt von je 2,5 bis 3,0 cm Dicke folgender Zusammensetzung:

15 %	in Gew.-T. Splitt 8/12
15 %	in Gew.-T. Splitt 5/8
15 %	in Gew.-T. Splitt 2/5
33 %	in Gew.-T. Sand 0,09/2
22 %	in Gew.-T. Füller (Kalksteinmehl)
100 %	

7,4 bis 7,8 Gew.-T. Bitumen B 65 bezogen auf 100 Gew.-T. Mineralstoffe.

Die Oberfläche wurde zur besseren Wasserableitung nur mit Stein sand abgerieben.

Außerhalb des Schienenbereiches wurde auf den Mastixbelag zunächst eine 2½ bis 3½ cm dicke Binderschicht aufgebracht. Zur Zusammensetzung:

12 %	in Gew.-T. Splitt 12/18
24 %	in Gew.-T. Splitt 8/12
25 %	in Gew.-T. Splitt 5/8
11 %	in Gew.-T. Splitt 2/5
28 %	in Gew.-T. Sand 0,09/2
100 %	

5 % Gew.-T. Bitumen B 80 bezogen auf 100 Gew.-T. Mineralstoffe

Die Binderschicht wurde zunächst im 1. Bauabschnitt rd. 1¼ Jahre und im 2. Bauabschnitt einige Wochen durch schwersten Verkehr befahren, bevor die endgültige Verschleißschicht aufgebracht wurde. Es wurde festgestellt, daß sich hierdurch und durch den Walzvorgang eine feste Verzahnung mit der Mastix-Schicht ergeben hat. Die Splittkörner auf der Unterseite der Binderschicht wurden in die Mastixschicht eingepreßt und von ihr fest umhüllt. Er wird deshalb sowohl eine ausreichende Abdichtung des Stahlbleches als auch eine genügende Stabilität bei Sonnenbestrahlung erwartet. Auf die Binderschicht wurde eine obere 2½ cm dicke Hartgußasphaltschicht aufgebracht, die im Bereich der äußeren Fahrbahnflächen, für welche eine Aufhellung des Belages angestrebt wurde, folgende Zusammensetzung hat:

12 %	in Gew.-T. Dioritsplitt 8/12
12 %	in Gew.-T. Moränesplitt 5/8
22 %	in Gew.-T. Luxovite 2/5
11 %	in Gew.-T. Luxovite 0/2
15 %	in Gew.-T. Natursand 0/2
28 %	in Gew.-T. Kalksteinmehl mit über 80 % Füllerkorn
100 %	

6,5 Gew.-T. Bitumen B 45 und 3,0 Gew.-T. Trinidad Epuré, bezogen auf 100 Gew.-T. Mineralstoffe.

Die Oberfläche wurde mit bituminiertem Luxovitesplitt 2/5 abgestreut, der mit glatter Walze angedrückt wurde.

2.11 Materialbedarf

Die Brückenkonstruktion besteht vorwiegend aus St 52. Nur für die Fahrbahnplatte mit Kästen und Rippen, für die Querverbände und einige untergeordnete Konstruktionsteile wurde teilweise St 37 verwendet. Das Gußmaterial ist GS 52.1.

Insgesamt wurden für den Brückenüberbau rd. 3178 t verbaut. Je m² Brückenoberfläche wurden 360 kg Stahl benötigt.

2.12 Unterspannung der Haupttragkonstruktion

Die gleichzeitigen Forderungen

1. sehr breite Flachblechfahrbahntafel,
2. schwere Straßenbahnlastzüge sowie Sonderlasten,
3. sehr niedrige Bauhöhe bei flacher Gradiente,
4. parallelgurtige Hauptträger als Durchlaufbalken über drei gleich große Stützweiten,
5. Montage in zwei Abschnitten, wobei der Zusammenschluß in einer sehr langen Mittelfuge kurzfristig vorgenommen werden mußte

stellten besonders hohe Anforderungen an die Berechnung und Ausführung des Bauwerkes. Schwierigkeiten ergaben sich besonders dadurch, daß durch Einflüsse, welche mit statischen Methoden nicht exakt erfaßt werden können, im 1. Bauabschnitt anfänglich bei Belastung des Bauwerkes plastische Verformungen des Bauwerkes hervorgerufen wurden, welche Abweichungen der Gradiente von der gewünschten Form zur Folge hatten, die über das erwartete und als zulässige Toleranz angesehene Maß hinausgingen. Diese Erscheinung wurde von dem wissenschaftlichen Berater und Prüferingenieur qualitativ auf Nietstoßsetzungen, Bleich-Effekt (d. i. ungleichartige Biegelinienbildung infolge Vielgliedrigkeit der querkraftaufnehmenden „Stege“ des Gesamtquerschnittes), Weber-Effekt (d. i. Streckung und Stauchung von Flachblechebenenheiten, hervorgerufen durch die Ausführung der Schweißnähte) und Gradientenkrümmung zurückgeführt. Da über die Größenordnung dieser Einflüsse zum mindesten bei Aufgaben, die sich in dem hier vorliegenden Rahmen bewegen, keine endgültigen Erkenntnisse vorliegen, wäre anzuregen, daß sich die Forschung dieses Problems annimmt und gegebenenfalls für eine entsprechende Ergänzung der einschlägigen Bestimmungen sorgt.

Abgesehen von den unerwünschten ästhetischen Folgen dieser Erscheinung war zu bedenken, daß sich der Zusammenbau des durch Verkehrsbelastung bereits durchgebogenen Brückenteiles des 1. Bauabschnittes mit der zu diesem Zeitpunkt noch unverformten 2. Brückenlängshälfte und der Zusammenschluß der über 270 m langen Mittelfuge, der in verhältnismäßig kurzen Verkehrssperrezeiten durchzuführen war, infolge der stark wechselnden Höhenkoten in beiden Brückenhälften sehr schwierig gestaltet hätte und mit einem einfachen Ballastverfahren kaum durchzuführen gewesen wäre.

Um dieser Gradientenabweichung entgegenzuwirken, entschloß man sich deshalb, in den beiderseitigen Endfeldern der vier Hohlkastenträger über etwa $\frac{2}{3}$ der Spannweite (rd. 65 m) nachträglich eine Seilunterspannung einzubauen (Bild 10 und 11). Sie besteht aus je drei patentverschlossenen Spannseilen aus hochwertigem Spezialstahl mit einer mittleren Zugfestigkeit von 140 kg/mm². Durch jedes Seil kann eine Druckkraft von rd. 220 t in die Konstruktion eingeführt werden, wodurch es möglich ist, in exakt

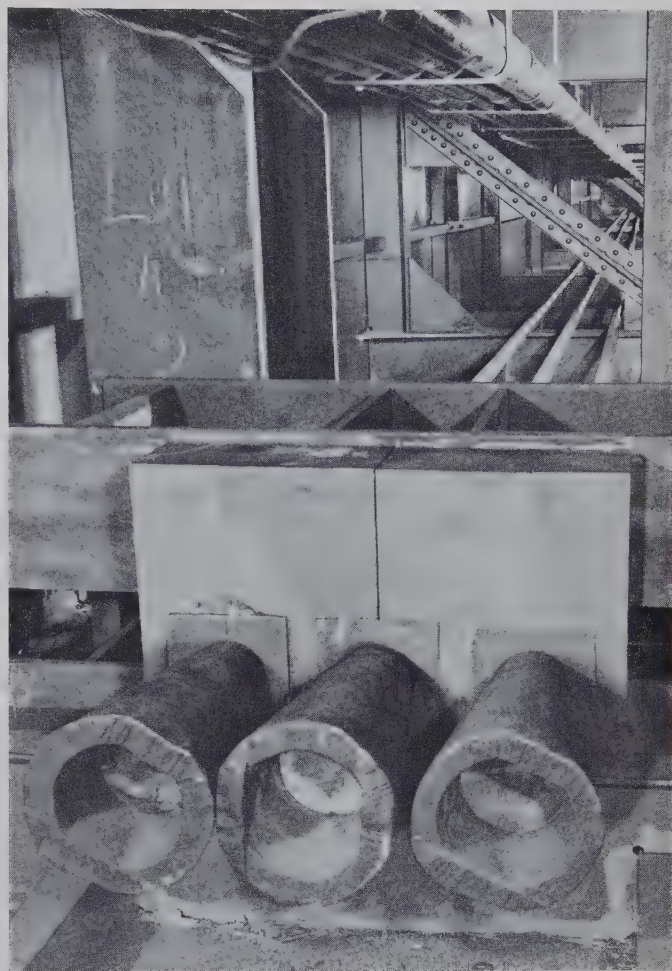


Bild 11. Seilverankerung im Kasteninnern

kontrollierbarer Weise eine Gradientenverbesserung und eine Gradientenangleichung der beiden Hälften zu erreichen.

Aus dieser Maßnahme ergaben sich weitere Vorteile dadurch, daß die infolge der geringen Bauhöhe relativ sehr großen elastischen Durchbiegungen unter Verkehrslast abgemindert werden und eine Versteifung des Gesamtbauwerkes erzielt wird. Die Eigenschwingungsfrequenz der Fahrbahntafel wird günstiger und die Dämpfung erhöht. Auch ist es möglich, später eine Nachregulierung der Gradienten vorzunehmen, was insbesondere für die zweite unterstromige Brückenlängshälfte von Bedeutung werden kann, die bei Zusammenbau der beiden Hälften noch nicht im Verkehr gelegen hat.

3. Berechnungsgang

3.1 Haupttragwerk

Das Haupttragwerk besteht aus einem hochgradig statisch unbestimmten Trägerrostsystem mit großer Torsionssteifigkeit mit den Hohlkästen als Hauptträger (zwei in jedem Bauabschnitt, vier im Endzustand) und den Querverbänden und Querträgern der Fahrbahn als lastverteilende Elemente. Für die Berechnung wurde das von Sattler¹⁾ angegebene Lösungsverfahren nach Guyon-Massonnet angewendet. Die lastverteilende Wirkung der Fahrbahnquerträger blieb dabei unberücksichtigt. Die Schnittkraftermittlung erfolgte getrennt sowohl für den vorläufigen Bauzustand als auch für den endgültigen Bauzustand. Zunächst wurden die

¹⁾ Sattler, Betrachtungen zum Berechnungsverfahren von Guyon-Massonnet für frei aufliegende Trägerroste und Erweiterung auf beliebige Systeme. Der Bauingenieur 30 (1955) H. 3 S. 77.

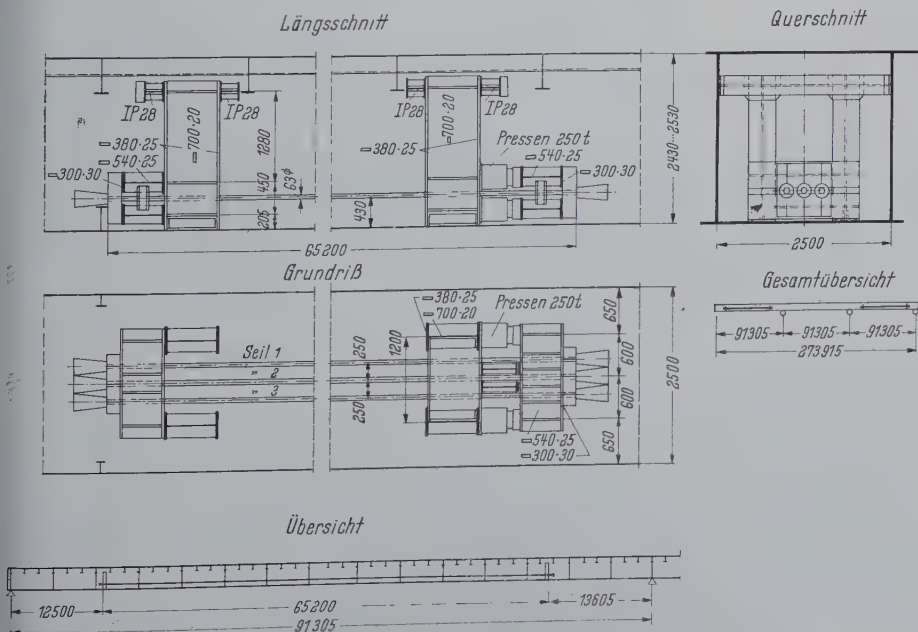


Bild 10. Seilunterspannung in den Endfeldern

errechneten Querverteilungslinien ausgewertet und die Ergebnisse für den äußeren Träger und den inneren Träger gegenübergestellt. Da die Belastungsaufteilung auf die beiden Träger weitgehend gleich war, konnte der Gesamtquerschnitt eines Bauabschnittes mit den Schnittkräften dimensioniert werden, die unter Beachtung der Lastvergrößerung infolge der Neigung der Querverteilungslinie berechnet wurden. Die mitwirkende Breite des Fahrbahndeckbleches wurde nach DIN 1078 angenommen.

Die Stegblechstöße werden infolge der Unsymmetrie der Querschnitte aus Biegung und Normalkraft beansprucht. Für die Berechnung wurde ein Verfahren gewählt, das die Berechnung der Nietstöße aus den Stegblechrandspannungen gestattet. Die ausreichende Stabilität der Boden- und Deckbleche konnte einfach nach dem von Torre²⁾ angegebenen Berechnungsverfahren nachgewiesen werden.

Der exakte Stabilitätsnachweis der Stegblechsteifen dagegen hätte einen unverhältnismäßig großen Rechenaufwand erfordert. Die Schwierigkeiten lagen besonders darin, daß die Abstände der Steifen untereinander und in den einzelnen Stegblechfeldern nicht gleich sind. Besonders gilt dies für die Bemessung der Längssteifen zur Verhinderung der Schubbeulung. Es wurden deshalb vereinfachende und von den tatsächlichen Verhältnissen etwas abweichende Annahmen zugelassen, die jedoch so getroffen wurden, daß die errechneten Mindestfestigkeiten immer auf der sicheren Seite liegen.

3.2 Die Fahrbahnplatte

Zur Ermittlung der auftretenden Beanspruchungen sind folgende Einflüsse zu überlagern:

1. Die Deckbleche beteiligen sich mit den Längsträgern nach Maßgabe ihrer mitwirkenden Breite als Obergurt an der Tragwirkung der Hauptträger (Hauptträgersystem).
2. Für die Fahrbahnlasten stellt die Platte einen in Brückenlängsrichtung verlaufenden unendlich langen Plattenstreifen dar, der in der Querrichtung durchläuft und über den Hauptträgerstegen unnachgiebig gelagert ist (Primärsystem).
3. Da die orthotrope Platte kein Kontinuum darstellt, müssen zusätzliche sekundäre Einflüsse erfaßt werden, die die Lastübertragung zu den Kreuzungspunkten der Längsträger mit den Querträgern hin berücksichtigen (Sekundärsystem). Dieses Sekundärsystem besteht aus einer orthotropen Platte mit dem Fahrbahnblech und den Längsträgern, die in der Brückenquerrichtung einen unendlich langen Plattenstreifen darstellt und in der Längsrichtung über den unnachgiebigen Querträgern durchläuft.
4. Weiterhin sind die Einflüsse zu erfassen, die die Beanspruchungen des auf den Längsträgern unnachgiebig gelagerten isotropen Deckbleches ergeben (Tertiärsystem).

Zur Berechnung der Fahrbahnplatte wurden folgende vereinfachende Annahmen getroffen, um den rechnerischen Aufwand zu vermindern.

Die für das Primärsystem angegebene durchlaufende orthotrope Platte wurde unter Beachtung der Krümmungsbedingungen in frei drehbar gelagerte Plattenstreifen mit verkürzten Stützweiten aufgelöst. Die Stützmomente der orthotropen Platte wurden über Analogieschlüsse gewonnen.

In gleicher Weise konnte die Durchlaufwirkung des Sekundärsystems berücksichtigt werden.

Die Momente aus dem Tertiärsystem brauchten nach den Ausschreibungsbedingungen nicht ermittelt zu werden, wenn bei Einhaltung einer Minstdicke des Flachbleches von 12 mm die freie Spannweite 300 mm nicht überschreitet. Diese Bedingung wurde im Fahrbahnbereich eingehalten. Im Geh- und Radwegbereich sind die aufgetragenen Lasten wesentlich geringer als im Fahrbahnbereich, so daß sich auch hier selbst bei geringerer Blechdicke als 12 mm weitere Spannungsnachweise erübrigen.

Bei den verdrehsteifen Hohlkastenlängsträgern für die Fahrbahnplatte kamen erstmals Wanddicken von 5 mm zur Anwendung. Um Aufschlüsse über das Tragverhalten einer orthotropen Platte mit Blechdicken dieser Größe zu erhalten, wurden von der DEMAG Versuche an einem frei drehbar gelagerten und starr gestützten unendlichen Plattenstreifen im Modellmaßstab 1:1 durchgeführt, die sich auf Durchbiegungs- und Spannungsmessungen erstreckten.

Für die Haltbarkeit des Fahrbahnbelages auf orthotropen Platten mit torsionssteifen Längsträgern ist außer einer richtigen Zusammensetzung des Asphaltes vor allem die Größe der Durch-

biegung einer orthotropen Platte unter der örtlichen Belastung und die Größe der an der Blechoberkante auftretenden Krümmung maßgebend, da die ständig wechselnden Verformungen vom Belag verkräftet werden müssen. Weitere Versuchsreihen sollten nun aufzeigen, auf welche Weise eine noch bessere Lastverteilung der örtlich aufgetragenen Radlasten durch konstruktive Maßnahmen an der orthotropen Platte erzielt werden können. Neben dem Vorteil der geringeren Verformung des Deckbleches sollten gleichzeitig die Spannungsreserven für die Hauptträger und für die Primärwirkung erhöht werden.

Die aus den Versuchen ermittelten Werte wurden auf rechnerischem Wege mit der von Huber aufgestellten Differentialgleichung für die orthotrope Platte verglichen, wobei für die Torsionssteifigkeit verschiedene Faktoren Berücksichtigung fanden.

Die Versuchsergebnisse ließen folgende Schlüsse zu:

1. Eine Fahrbahnplatte mit verdrehsteifen Längsträgern aus 5 mm dicken Blechen liefert eine gleich gute Übereinstimmung der gemessenen Durchbiegungen mit den rechnerischen Werten, wie sie auch bei einem Modell mit verdrehsteifen Längsträgern aus 8 mm dicken Blechen festgestellt werden konnte.
2. Die Verdrehsteifigkeit der Längsträger in Hohlkastenform kann durch den von Dr. Sievers³⁾ angegebenen Ansatz im Sekundärsystem gut eingefangen werden. Die Rechenwerte stimmen mit den an den Modellen verschiedener Maßstäbe gemessenen Durchbiegungen gut überein.
3. Um die Spannungsreserven einer orthotropen Platte wesentlich zu vergrößern und damit die Verformungen der Platte bei örtlicher Belastung nochmals stark zu reduzieren, hat sich unter einer Anzahl verschiedener Möglichkeiten der Einbau von lastverteilenden Schottblechen zwischen den verdrehsteifen Längsträgern als besonders wirksam erwiesen. In diesem Falle ergeben die gemessenen Durchbiegungen der Platte nur noch etwa 40–65 % der Werte, die an der gleichen Platte ohne Schotte gemessen worden sind.

Die Schottbleche wurden jeweils in der Mitte zwischen zwei Querträgern angeordnet und zwischen den Längsträgern eingeschweißt (Bild 13). Statisch stellen sie einen lastverteilenden Querträger zwischen den Längsträgern des Sekundärsystems dar. Um die Spannungen in den Schottblechen und in deren Anschlußnähten nicht zu groß werden zu lassen, wurde die Höhe der Schottbleche kleiner gewählt als die der Längsträger. Somit stellen die trapezförmigen Längsträger elastische Zwischenglieder innerhalb der lastverteilenden Querträger dar.

Zur Ermittlung der Biegesteifigkeit derselben können die trapezförmigen Längsträger in guter Näherung als Rahmen aufgefaßt werden, deren mitwirkende Breite sich aus der folgenden Überlegung ableiten läßt:

Die Schottbleche sind an den Seitenwänden der Längsträger angeschlossen, die für Querkraftanteile der Schotte als Scheibe eines Faltwerkes, für die Biegeanteile hingegen als Platte wirken. Die Auflagerlinien der Platte werden durch die Anschlußnaht an das Deckblech und durch die untere Kante des trapezförmigen Längsträgers dargestellt. Aus dem Verlauf der Auflagerkräfte entlang dieser Auflagerlinien läßt sich die mitwirkende Rahmenbreite ermitteln. Unter Berücksichtigung dieser Überlegungen haben die rechnerischen Werte mit den gemessenen Durchbiegungen eine gute Übereinstimmung gezeigt.

Zur Veranschaulichung der Versuchsergebnisse sind in Bild 12 einige Biegelinien aufgetragen:

1. Biegelinie auf Grund der Versuche an der Platte mit Schottblech zwischen den Längsträgern.
2. Biegelinie auf Grund der Versuche an der Platte ohne Schottbleche.
3. Biegelinie auf Grund der Berechnung mit Berücksichtigung der Drillsteifigkeit.
4. Biegelinie auf Grund der Rechnung ohne Berücksichtigung der Drillsteifigkeit.

Es ist zu erwarten, daß durch diese konstruktive Verbesserung der Asphaltbelag im 2. Bauabschnitt eine größere Haltbarkeit als der Belag im 1. Bauabschnitt hat.

²⁾ Torre, Vorschlag über die praktische Berechnung versteifter Rechteckplatten. Stahlbau 17 (1944) H. 10/11, S. 45.

³⁾ Sievers-Görtz, Der Wiederaufbau der Straßenbrücke über den Rhein zwischen Duisburg-Ruhrort und Homburg (Friedrich-Ebert-Brücke). Stahlbau 25 (1956) H. 4, S. 81 ff.

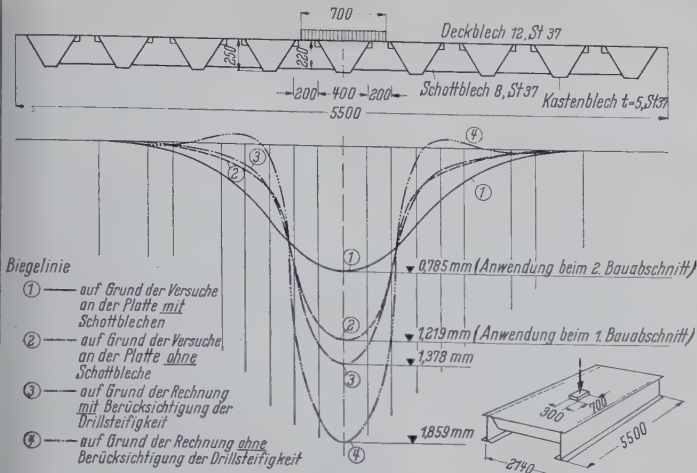


Bild 12. Durchbiegungs- und Spannungsmessungen an einer Modellplatte mit Hohlkästenträgern mit und ohne lastverteilende Querschotte



Bild 13. Versuchsplatte mit 1 Schottblech zwischen den Längsträgern

3.3 Querträger, Querverbände und Schotte

Die Querträger dienen einerseits zur Abtragung der Lasten aus der Fahrbahnplatte in die Hauptträgerstege. Sie werden weiterhin beansprucht bei unterschiedlichen Hauptträgerdeformationen, die bei unsymmetrischer Belastung des Brückenquerschnittes auftreten können. Da außer den Fahrbahnquerträgern auch Querverbände in größeren Abständen zwischen den Hauptträgerkästen angeordnet sind, müssen die unterschiedlichen Hauptträgerdeformationen sowohl durch die Verbände als auch durch die Querträger ausgeglichen werden.

Für die Berechnung wurden folgende vereinfachende Annahmen zugelassen, da eine genaue Berechnung der Beanspruchungen in den Verbänden und Querträgern einen außerordentlichen Rechenaufwand erfordert hätte.

1. Die zusätzlichen Beanspruchungen in den Querträgern wurden bei Beachtung von gegenseitigen Hauptträgerdeformationen ermittelt, die auftreten, wenn keine Querverbände zwischen den Hauptträgerkästen vorhanden sind.

2. In einem zweiten Rechnungsgang wurde die Biegesteifigkeit der Fahrbahnquerträger vernachlässigt. Für die unter 1. genannte Annahme wurde folgender Rechnungsgang durchgeführt. Die Fahrbahnplatte wurde zwischen den Hauptträgerkästen in Brückenlängsrichtung aufgeschnitten gedacht. An den Schnittstellen wurden die statisch Unbestimmten als Fourierreihe angesetzt. Aus diesen statisch Unbestimmten ergaben sich gegenseitige Verschiebungen und Verdrehungen der Schnittufer. Infolge der ursächlichen Belastung, die ebenfalls als Fourierreihe in Brückenlängsrichtung angesetzt wurde, ergaben sich gegenseitige Verschiebungen und Verdrehungen der Schnittufer, die durch die Wirkung der statisch Unbestimmten zu Null gemacht werden müssen. Diese Berechnung wurde auf ein System eines frei aufliegenden Trägers zurückgeführt mit einem vergrößerten Hauptträgerträgheitsmoment, das über Durchbiegungsvergleiche des Durchlaufträgers mit dem eines frei aufliegenden Trägers ermittelt wurde. Die Berechnung wurde auf die zwei ungünstigsten Lastfälle beschränkt. Die Berechnung der Querverbände erfolgte am System eines Trägerrostes mit torsionssteifen Hauptträgern. Auch dieser

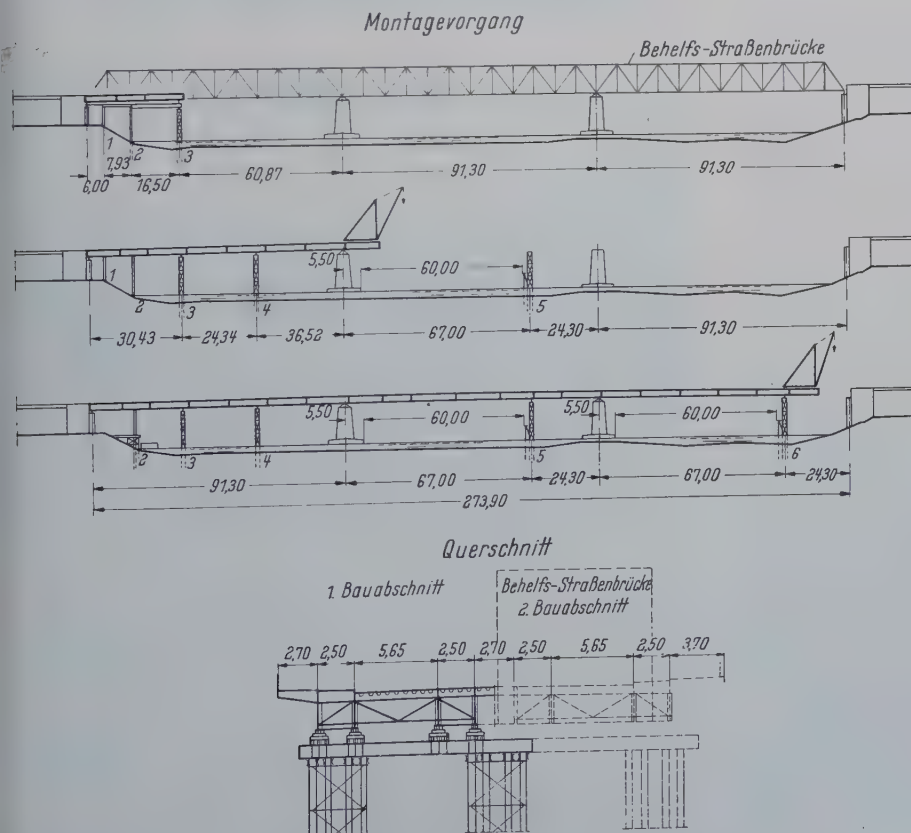
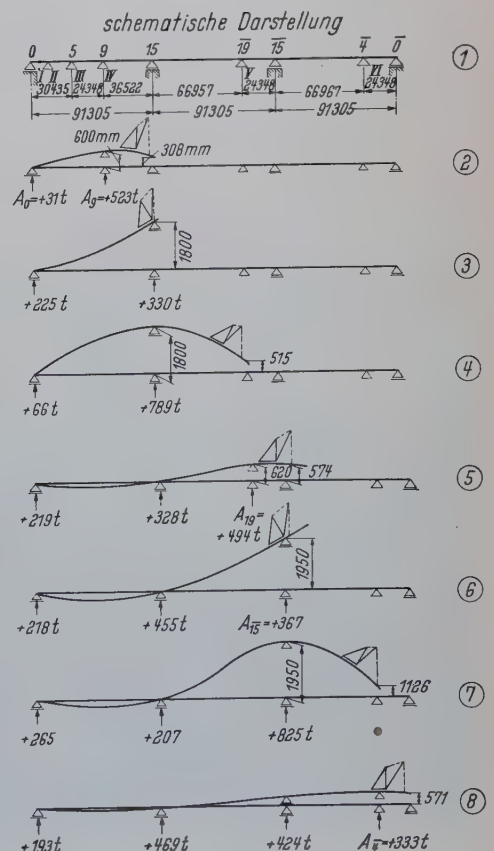


Bild 14. Montagevorgang



über drei Öffnungen durchlaufende Trägerrost wurde auf einen frei aufliegenden Trägerrost zurückgeführt, in dem die Steifigkeit der Hauptträger entsprechend reduziert wurden. Aus dieser Rechnung ergaben sich neben den Beanspruchungen in den Querverbänden weiterhin die Einleitungskräfte, die durch die Schotte in die Hauptträger übertragen werden müssen. Da aus der Berechnung der Querverbände die von den Querschotten einzuleitenden Kräfte bekannt waren, ließ sich die statische Untersuchung mit geläufigen Ansätzen durchführen.

4. Arbeiten auf der Baustelle

4.1 Montageabschnitte

Die Montage der Brücke erfolgte in zwei Abschnitten von jeweils halber Brückenbreite. In einem ersten Bauabschnitt wurde zunächst die oberstromseitige Brückenhälfte montiert, und zwar innerhalb des zwischen der Straßenbehelfsbrücke und der endgültigen Eisenbahnbrücke freigeblichen Raumes. Für den Fahrzeugverkehr standen auf dieser Brückenhälfte in jeder Richtung eine vollwertige Fahrspur zur Verfügung. Die Straßenbahn war dagegen auf ein Gleis im Gegenverkehr angewiesen. Um gegenseitige Gefährdungen zwischen dem Fahrzeug- und Straßenbahnverkehr zu vermeiden, wurde die Straßenbahnzone durch einen provisorisch aufgebauten massiven rd. 60 cm hohen hölzernen Schrammbord von der Fahrzeugzone getrennt. Nachdem der Verkehr auf diese Brückenhälfte umgelegt worden war, konnte die Behelfsbrücke abgebaut und an ihrer Stelle die zweite unterstromseitige Brückenlängshälfte erstellt werden. Beide Brückenhälften wurden schließlich zu einem ganzen Brückenbauwerk zusammengebaut.

4.2 Montagevorgang

Bei der Montage war die Forderung der Schifffahrt zu beachten, daß in der Mittelöffnung und in der Mannheimer Öffnung jeweils freie Durchfahrtsöffnungen von mindestens 60 m Breite freizuhalten waren. In diesen beiden Öffnungen mußte die Montage deshalb weitgehend im Freivorbau erfolgen, wobei Ausladungen bis zu 70 m erreicht wurden. Lediglich in der Ludwigshafener Öffnung konnte die Montage auf Jochen erfolgen. Die Montage erfolgte deshalb in beiden Bauabschnitten von der Ludwigshafener Seite aus. Hier war auch die Baustellen-inrichtung untergebracht und eine Umschlagstelle eingerichtet (Bild 14).

Der Montagevorgang war in beiden Bauabschnitten grundsätzlich gleich. Er war im ersten Bauabschnitt besonders erschwert durch die Enge des zwischen der Eisenbahnbrücke und der Straßenbehelfsbrücke zur Verfügung stehenden Raumes (Bild 15).

Die Montage wurde mit verhältnismäßig leichten Stücken vorgenommen. Sie wurden an der Umschlagstelle auf Schuten verladen, zur Einbaustelle geschwommen und dort von einem auf der bereits montierten Konstruktion stehenden Vorbauderrick übernommen

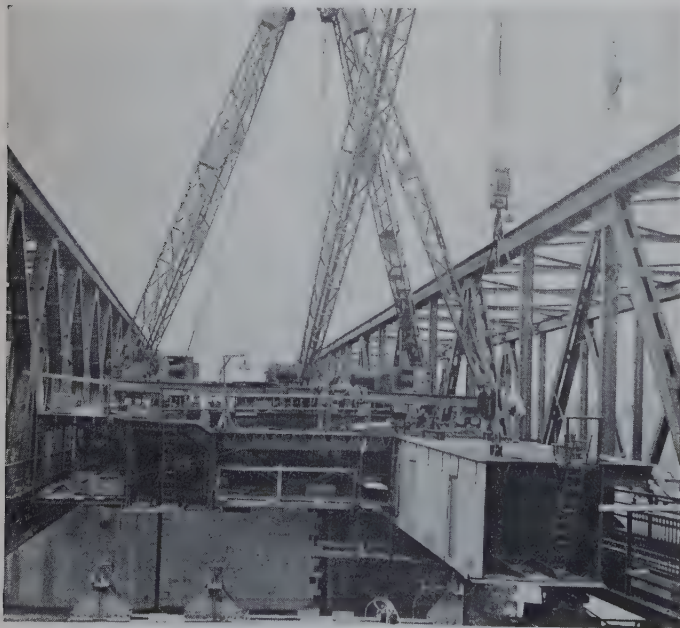


Bild 15. Beengte Montage des 1. Bauabschnittes zwischen der Eisenbahnbrücke (links) und der Straßenbehelfsbrücke (rechts)

(Bild 16). Die Reihenfolge des Einbaues der einzelnen Teile vom Baustellenstoß zu Baustellenstoß war immer gleich. Zunächst wurden die beiden Hauptträgerkästen — jeder für sich — gezogen und mit der bereits montierten Konstruktion vernietet (Bild 17). Anschließend erfolgte der Einbau der Fahrbahnplatte zwischen beiden Kästen und die Montage der Gehwegkragarme.

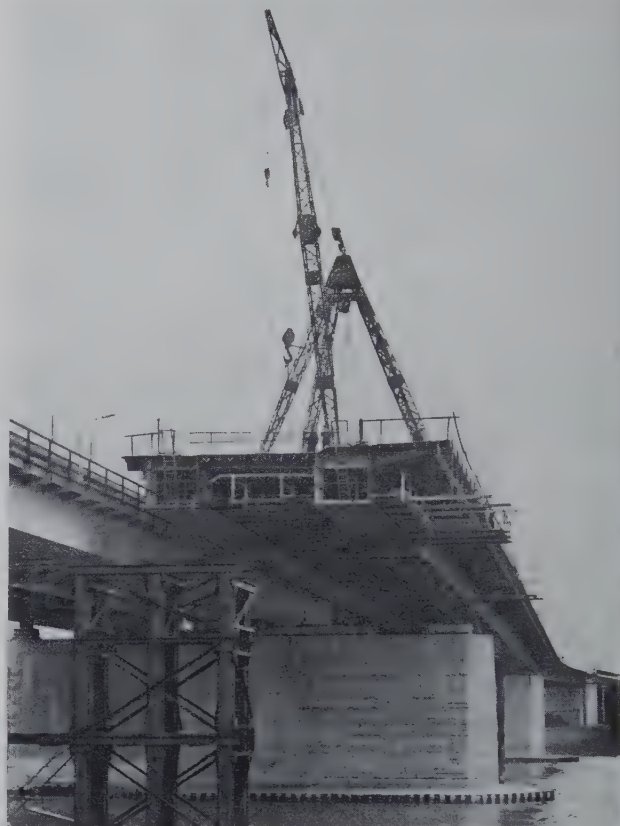


Bild 16. Montage im Freivorbau mit Vorbauderrick

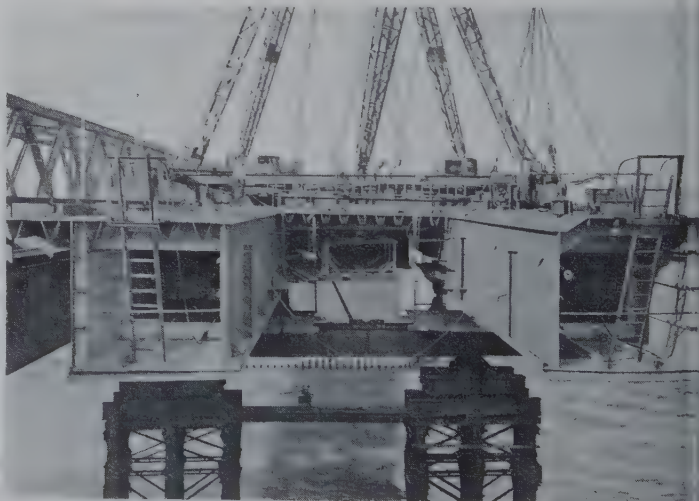


Bild 17. Montage des zweiten Bauabschnittes

Da die Lieferung der Konstruktionsteile von verschiedenen Lieferwerkstätten aus erfolgte und deshalb nur die Hauptträgerkästen in der Werkstätte vormontiert werden konnten, wurden alle Längsnietreihen erst an der Baustelle gebohrt.

4.3 Zusammenbau der beiden Bauabschnitte

Der Zusammenschluß der beiden Brückenhälften zu einem ganzen Brückenbauwerk mußte nach einem mit besonderer Sorgfalt ausgearbeiteten Montageplan erfolgen. Zu beachten war, daß die im ersten Bauabschnitt erstellte Brückenhälfte im Zeitpunkt des Zusammenschlusses bereits etwa $1\frac{1}{4}$ Jahr unter schwerstem Verkehr gelegen hatte, so daß mit erheblichen Gradientendifferenzen zwischen

den beiden Brückenhälften zu rechnen war. Es ließ sich nicht vermeiden, daß der Fahrverkehr über die Brücke während dieses Montagevorganges vorübergehend gesperrt werden mußte. Um die hierdurch unvermeidlich entstehenden Unzuträglichkeiten auf das geringstmögliche Maß zu beschränken, wurde gefordert, daß diese Arbeiten nur in den verkehrsärmeren Zeiten an den Wochenenden und nachts ausgeführt werden durften. Durch genau aufeinander abgestimmte Arbeitsvorgänge konnte erreicht werden, daß die gesamte Arbeit an drei Wochenenden jeweils von Freitagnacht 0 Uhr bis Sonntagnachmittag durchgeführt werden konnte. Am ersten Wochenende wurde zunächst die Mittelöffnung geschlossen, an den beiden nächsten Wochenenden die Seitenfelder. Durch verschiedenartige Anspannung der in den Seitenfeldern der Hauptträgerkästen eingebauten Spannseile erfolgte zunächst eine Grob-Abstimmung der Gradienten der beiden Brückenhälften. Die verbleibenden örtlichen Unterschiede konnten dann verhältnismäßig leicht durch Einsetzen von BKS-Zügen unter gleichzeitigem Heben und Senken der provisorischen Lager an den Widerlagern ausgeglichen werden.

Um kleinere Verschiebungen zwischen den Querträgern beider Bauabschnitte auszugleichen, waren Stege und Gurte an den zu verbindenden Enden soweit wie möglich noch nicht verschweißt. Die beiden Bauabschnitte wurden zuerst mit den an den Fünftelpunkten vorgesehenen Verbänden zusammengeschlossen. Danach wurden die Querträger- und Deckblechstöße abgenietet. Alle Nietlöcher wurden erst an der Baustelle gebohrt.

5. Werkstattarbeiten und Versuche

Für die Werkstattfertigung wurden eingehende Bearbeitungsrichtlinien für die Hauptkonstruktionsteile wie äußere Kastenträger, innere Kastenträger, Fahrbahnmittelplatten sowie Geh- und Radwegplatten aufgestellt.

Die maximalen Abmessungen und Gewichte der unsymmetrischen Kastenträgerfelder betrugen mit Rücksicht auf den Schiffstransport und die Einbaumöglichkeiten auf der Baustelle $l = 18,3 \text{ m}$, $b = 4,57 \text{ m}$ und $h = 2,70 \text{ m}$ mit einem Höchststückgewicht von $35,6 \text{ t}$. Die Fahrbahnplatten wurden in Längen von $9,13$ bis $18,26 \text{ m}$ und in Breiten von $5,65 \text{ m}$ mit einem maximalen Stückgewicht von $18,1 \text{ t}$ angeliefert.

Für das Material war Bundesbahnabnahme vorgeschrieben. Weitergehende zusätzliche Materialuntersuchungen in der Versuchsanstalt für Stahl, Holz, Steine der Technischen Hochschule Karlsruhe erstreckten sich auf DVM-Kerbschlagproben (teilweise ergänzt durch DVM-F-Proben) im Normalzustand und in künstlich gealtertem Zustand jeweils bei $+20^\circ \text{ C}$ und -20° C , auf Aufschweißbiegeproben mit Härteuntersuchungen zum Nachweis der Schmelzschweißbarkeit, auf Zerreiß- und Faltversuche längs und quer zur Walzrichtung und auf die chemische Zusammensetzung.

Für die geschweißte Fahrbahnplatte mit drillsteifen Kastenrippen wurden, wegen erstmaliger Verwendung von nur 5 mm dicken Blechen für diese Rippen, in der Versuchsanstalt der DEMAG umfangreiche Nahtproben der einseitigen Schweißverbindungen dieser Hohlsteifen mit den Querträgern durchgeführt und den bereits vorhandenen Ergebnissen für 8 mm dicke Bleche gegenübergestellt. Die Untersuchungen erstreckten sich bei den Materialgütern St 52 und

St 37 auf die Bearbeitung der Blechkanten mit 1 bis 3 mm Steilkanten und Öffnungswinkeln von 50° bis 70° , auf den Aufbau der Schweißfolge mit verschiedenen Elektrodendurchmessern von $2,50 \text{ mm}$, $3,25 \text{ mm}$ und $4,00 \text{ mm}$ für die erste Schweißlage zur besseren Erfassung der Wurzel und der weiterhin unbedingt mindestens erforderlichen 2. und 3. und 4. Decklage mit 4 und 5 mm Elektrodendurchmesser. Weiterhin wurde der Einfluß von kalkbasischen und erzsäuren Elektrodenarten verschiedener Lieferfirmen geprüft. Alle an der Lieferung der Konstruktion beteiligten Firmen hatten entsprechende Versuchsstücke hierfür zu fertigen. Neben rein statischen Versuchen wurden Dauerversuche zur Ermittlung der erreichbaren Lastwechselzahlen der in der Brückenkonstruktion später auftretenden Beanspruchungen sowohl bei 8-mm -Blechen von -250 bis $+1500 \text{ kg/cm}^2$, als auch bei 5-mm -Blechen von -700 bis $+1300 \text{ kg/cm}^2$ durchgeführt.

Bei der Herstellung und beim Einbau der einfachen und wirtschaftlichen Abkantprofile der Längsrippen ist besondere Sorgfalt erforderlich. Beim Schweißen der Anschlußnähte der Hohlkästen an die Querträgerstege ist eine genaue Überwachung notwendig. Alle Anfangs- und Endkrater in den unteren Ecken der Profile sind unter allen Umständen zu vermeiden. Der entsprechende Aufbau und die Nahtfolge der Schweißnähte in mehreren Lagen muß so erfolgen, daß die Naht stets bis zur Wurzel durchgeschweißt wird und eine einwandfreie Verbindung zwischen Hohlsteifenblech und Querträgersteg stattfindet.

Bei Beachtung der für jede Brückenbauwerkstatt selbstverständlichen Sorgfalt lassen sich einwandfreie Schweißverbindungen auch für Hohlsteifen herstellen. Versuche zur Ermittlung der Nahtfestigkeit der Hohlsteifenanschlüsse am Querträgersteg der Fahrbahnkonstruktion, insbesondere im Hinblick auf die Dauerfestigkeit, bestätigten die Wichtigkeit dieser Anschlüsse.

Da eine Baustellenschweißung von Stößen nicht vorgesehen war, wurden an der Technischen Hochschule Karlsruhe Belastungsversuche mit Fahrbahnstößen bei Nietung des Deckbleches und HV-Schraubungen der Längskästen durchgeführt. Hierbei wurde festgestellt, daß bei einem derartig ausgebildeten gemischten Stoß die beiden Verbindungsmittel sich im Bereich unterhalb der Gleitlast der HV-Schrauben gleichmäßig an der Kraftübernahme beteiligen und auch die Nietverbindung bereits bei geringen Lasten voll an der Kraftaufnahme teilnimmt.

Um zu einer Lösung für eine ausreichende und gleichmäßige Überdeckung der Stöße der Geh- und Radwegplatten zu kommen, wurden weiterhin Versuche zur Ermittlung des Verformungs- und Tragverhaltens genietet Blechstöße einmal für normale einschnittige und zum anderen für einseitig versenkte zweischnittige Nietverbindungen mit verschiedenen Nietbildern in den Stößen angeordnet. Die letzteren Verbindungen ergaben eine 2,5fache Sicherheit gegen Bruch und zeigten hierbei ein günstiges formbeständiges Verhalten.

Obwohl bei den asymmetrischen Hauptträgerkästen auch alle Verbindungen in schweißgerechter Lage in Kippvorrichtungen möglichst in der Wannenlage auszuführen waren, zeigte sich, daß bei Anwendung der heute üblichen und gekannten Überkopfschweißungen diese Verbindungen einwandfrei waren und ohne Kippen oder Drehen die Querschnitte weniger verkantet wurden



Bild 18. Fertiges Bauwerk mit der danebenliegenden Eisenbahnbrücke

und formtreu blieben. In schweißtechnischer Hinsicht war bei der Herstellung der Kastentragglieder ganz besonderer Wert auf die richtige Schweißfolge der vielen langen Nähte zu legen. Hiermit ließ sich auch ein größeres Ausbeulen von Stegblechen einwandfrei vermeiden, zumal wenn entsprechende zusätzliche Aussteifungen insbesondere kurz vor den Stoßenden angebracht wurden.

Jeweils zwei oder drei fertig geschweißte Kastenträger wurden unter Beachtung der Überhöhung und der Längsachse zusammengebaut, abgelängt und gebohrt. Die von der Rheinstahl Union gefertigten Trägerstücke wurden zur DEMAG zum Anpassen gesandt und von dort mit dem Schiff zur Baustelle befördert.

Röntgenuntersuchungen der Schweißnähte erfolgten bei den Deckblechen mit insgesamt 1530 Aufnahmen, wobei etwa auf jede Tonne Stahl der geschweißten Bleche eine Röntgenaufnahme entfiel.

6. Bauabwicklung

Bauherren der neuen Brücke waren die Städte Mannheim und Ludwigshafen/Rh., die den Bau mit finanzieller Beteiligung des

Bundes und der Länder Baden-Württemberg und Rheinland-Pfalz durchführten. Federführend für die Ausführung war im Auftrag beider Städte das Tiefbauamt der Stadt Mannheim.

Entwurf, Konstruktion und Berechnung der Stahlkonstruktion erfolgte durch die DEMAG, Abt. Brückenbau, Duisburg. Unter ihrer Federführung wurde die Werkstattbearbeitung und die Montage unfallfrei durchgeführt. An der Werkstattfertigung und der Anlieferung waren neben der DEMAG die Firmen Stahlbauanstalt J. Gollnow & Sohn, Karlsruhe, Eisenwerk Gebr. Knauer, Mannheim Stahlbau Schäfer GmbH., Ludwigshafen/Rh., Stahlbau Hilgers Rheinbrohl und Rheinstahl-Union Brückenbau, Dortmund, beteiligt. Die Firma Gollnow & Sohn, Karlsruhe, wurde auch zur Durchführung der Montage herangezogen. Dank vorbildlicher Zusammenarbeit aller beteiligten Stellen konnten die Bauarbeiten völlig termingemäß und reibungslos abgewickelt werden. Die im 1. Bauabschnitt erstellte oberstromseitige Brückenhälfte wurde am 28. 4. 1958, das Gesamtbauwerk am 24. 10. 1959 dem Verkehr übergeben.

Bild 18 zeigt das fertige Brückenbauwerk mit der danebenliegenden Eisenbahnbrücke.

Bau der Eisenbahnbrücke über die Autobahn in Wuppertal-Ost

Von Bundesbahndirektor Dipl.-Ing. Otto Zucker, Wuppertal

DK 624.21.014.2 : 625.1

1. Einleitung

Die im Weiterbau befindliche Autobahn Leverkusen—Remscheid—Kamen kreuzt in Autobahn-km 37,7 + 91,65 die zweigleisige Eisenbahnstrecke Düsseldorf—Gerresheim—Wuppertal-Wichlinghausen—Hagen—Eckesey in Bundesbahn-km 37,6 + 33,65 unmittelbar neben der Blockstelle „Vörfken“ zwischen den Bahnhöfen Wuppertal-Wichlinghausen und Schwelm-Loh. Man bezeichnet diese seit dem Jahre 1879 bestehende, im Norden Wuppertals verlaufende Eisenbahnstrecke mit „Rheinische Strecke“, wie im Lageplan in Bild 1 angegeben ist, zum Unterschied von der bereits in den Jahren 1838—1848 erstellten „Bergisch-Märkischen-Strecke“: Düsseldorf—Wuppertal—Elberfeld—Hagen—Witten—Dortmund. Diese Bezeichnungen sind auf die Erbauer der Strecken, die damaligen gleichnamigen Eisenbahngesellschaften, zurückzuführen. Die Autobahn liegt an der vorgenannten Stelle wesentlich tiefer als die Eisenbahnstrecke, so daß die Errichtung einer Eisenbahnüberführung mit reichlicher Bauhöhe möglich war.

Die beiden Verkehrswege kreuzen sich schiefwinklig unter einem Winkel von $89,4580^\circ = 80^\circ 30' 44''$. An der Kreuzungsstelle befindet sich die Autobahnauf- und -abfahrt Wuppertal-Ost. Die Fahrbahn der Autobahn ist in diesem Bereich 6spurig, da an dem Anschlußstelle der Auf- und Abfahrt beiderseits der durchgehenden 4spurigen Autobahnfahrbahn eine zusätzliche Kriechspur angeordnet ist.

Topographisch verläuft das Gelände an der Eisenbahnbrücke sehr unterschiedlich. Am westlichen Widerlager liegt in einer Senke ein etwa 5,0 m hoher Damm auf Fels, am östlichen Widerlager steht gewachsener Fels an, aus dem die Baugrube für die Herstellung dieses Widerlagers bis 9,0 m tief herausgesprengt werden mußte. Die Autobahn schneidet in diesem Abschnitt den Fels in ganzer Breite an. Ihr Planum mußte daher ebenfalls vollständig aus ihm herausgesprengt werden. Den Geländeverlauf im Längsschnitt der Autobahnachse zeigt Bild 2.



Bild 1. Lageplan

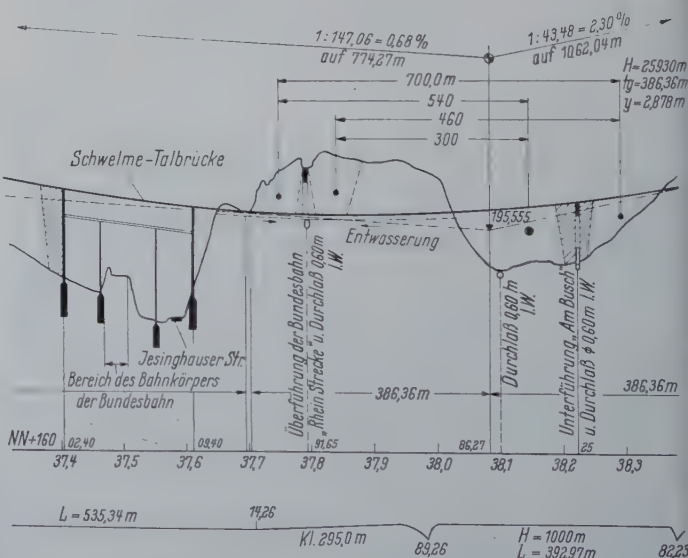


Bild 2. Geländeverlauf im Längsschnitt der Autobahn

Es wurde gefordert, den Eisenbahnbetrieb während der Bauarbeiten voll aufrechtzuerhalten. Längere Betriebspausen, durch Umleitung von Zügen, wurden nur für den Einbau der Behelfsbrücken und der endgültigen Überbauten zugestanden. Diese Forderung schloß von vornherein die örtliche Herstellung massiver Überbauten und von Stahlkonstruktionen mit langer örtlicher Montage aus. Zur Ausschreibung kam die Herstellung fertiger Stahlüberbauten, die kurzfristig eingebaut und betriebsfertig hergerichtet werden können. Am betrieblich günstigsten und wirt-

schäftlichsten stellte sich hierbei die Herstellung der Brücke mit zwei eingleisigen Überbauten heraus. Die Lage der Widerlager mußte den gebogenen Außenkanten der an die Autobahn unter der Brücke anschließenden Auf- und Abfahrten angepaßt werden. Sie verlaufen daher nicht parallel. Der Schnittwinkel zwischen der Eisenbahn- oder Brückenachse und der Vorderkante des östlichen Widerlagers beträgt $89,4580 \text{ g} = 80^{\circ} 30' 44''$ und der Vorderkante des westlichen Widerlagers $77,9365 \text{ g} = 70^{\circ} 08' 34''$. Die Lichtweite der Brücke verjüngt sich infolgedessen von Süden nach Norden von 35,63 m auf 33,73 m, parallel zur Brückenlängsachse gemessen. Die Stützweite der beiden einfeldrigen eingleisigen Überbauten ist dementsprechend unterschiedlich. Sie beträgt im Mittel beim südlichen Überbau Ia im Gleis Wichlinghausen—Schwelm-Loh $l = 36,527 \text{ m}$ und beim nördlichen Überbau Ib im Gleis der Gegenrichtung $l = 35,751 \text{ m}$, bei einem Achsabstand der Überbauten von 4,0 m, der dem neuen Gleisabstand entspricht.

Der bestehende Gleisabstand betrug nur 3,50 m. Er wurde bei Durchführung des Bauvorhabens im Bereich der Brücke durch beiderseitige Verswenkung der Gleise um je 0,25 m auf den allgemein anzustrebenden neuen Abstand von 4,0 m gebracht, wozu die vorhandene Breite des Bahnkörpers sowohl im Einschnitt als auch auf dem Damm noch ausreichte. Die in einer Krümmung und einem Längsgefälle von 6,55 ‰ in Richtung Wichlinghausen liegenden Gleise erhielten infolgedessen an dieser Stelle einen Übergangsbogen mit einem mittleren Radius von etwa 1800 m und einer Überhöhung von 10 bis 30 mm. Eine weitere Vergrößerung des Gleisabstandes über 4,0 m hinaus, hätte die Verbreiterung des Bahnkörpers und damit umfangreiche Felssprengungen im östlichen Bahneinschnitt einerseits und die Anschüttung des westlichen abgepflasterten hohen Bahndammes andererseits erfordert und erhebliche Kosten verursacht. Dies mußte bei der Ausbildung der Brückenkonstruktion unter allen Umständen vermieden werden.

Die Brückenbreite zwischen den Geländern beträgt senkrecht zur Brückenachse gemessen 9,80 m, die lichte Höhe der Durchfahrtsöffnung an der ungünstigsten Stelle der überhöhten Fahrbahn der Autobahn 4,77 m, wie aus dem Längsschnitt Bild 3 zu ersehen ist.

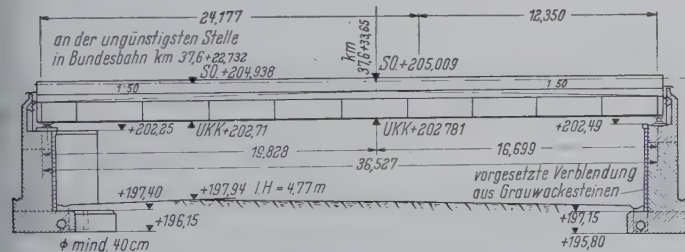


Bild 3. Längsschnitt des Entwurfes

2. Vorbereitende Bauarbeiten

Die Bauarbeiten mußten in einer ungünstigen Jahreszeit durchgeführt werden, um den zügigen Weiterbau der Autobahnfahrbahnen nicht zu behindern. Die Bauzeit war auf einen möglichst kurzen Zeitraum zu beschränken, um die Betriebserschwerungskosten, die durch die an der Baustelle einzurichtende Langsamfahrstelle entstehen, gering zu halten. Die Brücke wurde in etwas mehr als 6 Monaten, in der Zeit vom 11. 10. 1958 bis 26. 4. 1959, betriebsfertig erstellt.

Zur Baustelle bestanden keine Zufahrtswege in Höhe des tief liegenden Autobahnplanums. Um die Baustelle zugänglich zu machen und zur Schaffung von Platz für die Baustelleneinrichtung ließ die Autobahnverwaltung an der Kreuzungsstelle beiderseits des Eisenbahnkörpers ein Rohplanum und provisorische Zufahrten herstellen. Um ohne Behinderung durch den aufrechtzuerhaltenden Eisenbahnbetrieb arbeiten zu können, mußten die beiden Gleise in einer Länge von 55,0 m behelfsmäßig abgefangen werden. In jedem Gleis lagen eine 25 m und 18 m lange Behelfsbrücke, die einerseits in der Mitte der künftigen Durchfahrtsöffnung im Abstand von 12 m auf einem während der Bauzeit zu belassenden Mittelkern und andererseits außerhalb der Durchfahrtsöffnung im Bahnkörper auf Schwellenstapel lagerten.

Der Einbau der Behelfsbrücken erfolgte in zwei längeren Betriebspausen, die Zugumleitungen für den Güter- und Übergang auf Schienenersatzverkehr für den Personenzugverkehr erforderten. In der ersten Betriebspause kamen in beiden Gleisen die westlichen

25 m langen und in der zweiten die in 12 m Abstand anschließenden zwei östlichen 18 m langen Behelfsbrücken mit Hilfe von Eisenbahnkränen zum Einbau. Die Schwellenstapel der westlichen Auflager konnten unter Berücksichtigung eines ausreichenden Abstandes von der zukünftigen Baugrube der Widerlager und Flügel in den Bahndamm eingelassen werden. Die östlichen Auflager und der Lichtraum der 18 m langen Behelfsbrücken aus Zwillingsträgern mit niedriger Bauhöhe mußten bereits aus dem Fels herausgesprengt werden. Nach dem Einbau der Behelfsbrücken konnten darunter vom provisorischen Autobahnplanum aus die Baugruben der beiderseitigen Widerlager im Schlitzverfahren bis etwa 9,0 m unter Schienenoberkante aus dem Bahndamm ausgehoben oder aus dem Fels herausgesprengt werden. Dabei war die Sicherheit des Zugverkehrs zu berücksichtigen und mußten Beschädigungen an den Behelfsbrücken vermieden werden. Bei dem Aushub der Baugruben fielen 1650 m³ Bodenmassen und 4900 m³ schwerer Fels an. Bild 4 veranschaulicht die Lage der Behelfsbrücken sowie die Anlage der Baugruben für die Herstellung der Widerlager und Flügel.



Bild 4. Lage der Behelfsbrücken und Baugruben

Die Konstruktion und die statische Berechnung der Widerlager, Flügel- und Böschungsmauern weisen keine bemerkenswerten Besonderheiten auf. Ihre Ausarbeitung erfolgte nach den im Bauwesen bekannten Regeln und Formeln. Die genannten Bauteile sind auf der Westseite in Stampfbeton mit geringer Bewehrung als sogenannte Schwergewichtsmauern ausgebildet, wobei das Widerlager etwa 2 m tief in Fels zu gründen war. Die Flügel sind mit den Widerlagern starr verbunden. Ihr hinterer Teil ist unterschritten, so daß die hierdurch entstandenen Flügelauskragungen dem Erddruck auf das Widerlager entgegenwirken. Das östliche Widerlager hingegen liegt ganz in gewachsenem Fels. Hier konnte angenommen werden, daß kein Erddruck wirksam ist. Das Widerlager ist aus diesem Grunde nur so breit ausgebildet, wie es die Auflagerbank erfordert. Die Rückenflächen der Widerlager sind nach dem Gieß- und Einwalzverfahren isoliert, die Isolierungen gegen mechanische Beschädigungen durch hochkant in Mörtel vermauerte Ziegelsteine geschützt. Auf die hinter dem westlichen Widerlager hergestellte 40 cm dicke Kiesfilterschicht konnte beim östlichen Widerlager verzichtet werden, weil hier anstatt der auf der Westseite eingebrachten Boden hinterfüllung der geringe Arbeitsraum zwischen dem Widerlager und dem anstehenden Fels mit Magerbeton ausgefüllt wurde.

3. Konstruktion der Stahlüberbauten

Die beiden einfeldrigen eingleisigen Stahlüberbauten von im Mittel 35,751 m und 36,527 m Stützweite haben eine Bauhöhe von 2,228 m. Das Verhältnis der Bauhöhe zu der größeren Stützweite beträgt $h : l = 2,228 : 36,527 = 1 : 16,4$. Die Überbauten sind links schief. Ihre Schiefe entspricht den bereits vorher angegebenen Schnittwinkeln der Widerlagervorderkanten mit der Brückenachse. Die in einem Übergangsbogen von etwa 1800 m Radius und einer Überhöhung der Gleise von 10—30 mm liegenden Überbauten sind nicht gekrümmt. Sie haben ein durchgehendes Schotterbett und liegen in einem Längsgefälle von 6,55 ‰ entsprechend der Streckenneigung. Die größte Konstruktionshöhe des Haupttragwerks ist 2340 mm. Der Achsabstand der beiden Überbauten beträgt 4,0 m. Das Tragwerk ist ein biege- und torsionssteifer geschlossener Kasten mit halbversenkter Fahrbahn und von unten nach oben schräg im Verhältnis 2,6 : 1 nach außen gestellten Seitenwänden. Für die Schrägstellung der äußeren Kastenstege waren folgende Gründe entscheidend:

Der in Bild 5 dargestellte trapezförmige Querschnitt der zwei Tragwerke ermöglicht die Einhaltung eines normalen Gleisabstandes von 4,0 m bei nebeneinanderliegenden eingleisigen Über-

bauten mit versenkter Fahrbahn. Bei gleichen Überbauten mit parallelwandigen senkrechten Hauptträgern oder Kastenstegen hätte ihr Achsabstand und damit der Gleisabstand auf mindestens 4,50 m vergrößert werden müssen, weil sonst die benachbarten Außenwände so nahe beieinander lägen, daß eine Unterhaltung der Stege gestattet eine einwandfreie Unterhaltung zwischen den einzelnen Überbauten. Durch die schräggestellten Stege kann die von Hauptträger zu Hauptträger durchgehende Fahrbahnplatte und noch mehr der als Untergurt ausgebildete Kastenboden schmaler und damit gewichtssparender gehalten werden. Zur Ausnutzung des Materials ist der schmale Kastenboden für den Balken auf zwei Stützen von besonderem Vorteil. Durch die schräggestellten Stege und den schmalen Kastenboden wirkt das Brückenbauwerk bei der An- und Drunterfahrt schlank und ästhetisch ansprechend.

Die über der Fahrbahnplatte hochgezogenen inneren Stegbleche (Schotterabschlußbleche) der Hauptträger sind als Seitenwände der Fahrbahnwanne ausgebildet und deshalb zum Schutz gegen Abrostung durch besondere Bleche verstärkt. Die Obergurte, die auf den zwei Stegen der im oberen Teil kastenförmig ausgebildeten Hauptträger liegen, sind nach innen geneigt, so daß Niederschlagswasser zum Gleis hin abfließen muß, wodurch die Rostgefahr vermindert wird.

Die Fahrbahnplatte ist als orthotrope Platte mit in 88 cm Abstand angeschweißten dreieckigen Hohlängssteifen ausgebildet,

die durch Aussparungen der Schotte hindurchlaufen, wo sie ebenfalls angeschweißt sind. Das Dreieck — die Grundform des Fachwerkes — ist flächenfest, d. h., daß der Querschnitt, im Gegensatz zu Trapez-Hohlsteifen, ohne weiteres sich nicht verformen kann. Zur Erhöhung der Steifigkeit sind dicke Rundisen $\varnothing 60$ mm an der Dreiecksspitze angeordnet. Die drei Einzelquerschnittsteile (zwei Längsbleche und ein Rundisen) der ν -förmigen Längssteifen sind an der inneren Spitze mit einer Naht zusammengeschweißt. Die mittlere Längssteife ist durch Einlegen einer geneigten Zunge zur Entwässerung des Schotterbettes mit herangezogen worden.

Die Schotte stehen in Abständen von 3,90 m senkrecht zur Brückenachse, bis auf die in Richtung der Widerlager verlaufenden Endschotten. Der Einstieg in den Kasten erfolgt von den Widerlagern aus, wo zwischen den Endschotten und Kammermauern der besonders hierfür ausgebildete Raum eine gute Zugänglichkeit ermöglicht. Die Einstiegöffnungen in den Endschotten sind durch abschraubbare, mit Gummiringen abgedichtete Deckel verschlossen. Die übrigen Schotte haben offene Mannlöcher. Unter den ausgereiften Endschotten liegen die Brückenlager, und zwar die festen Lager auf der Westseite, die beweglichen Einrollenlager auf der Ostseite. Alle Lager haben die gleiche Höhe von 350 mm. Die Endschotte sind so ausgebildet, daß hierunter Pressen für eventuelle Hebungen der Überbauten an jeder Stelle angesetzt werden können. Wie bereits erwähnt, dient die mittlere Längssteife gleichzeitig als Entwässerungsrinne, die das Wasser zu den Widerlagern leitet.

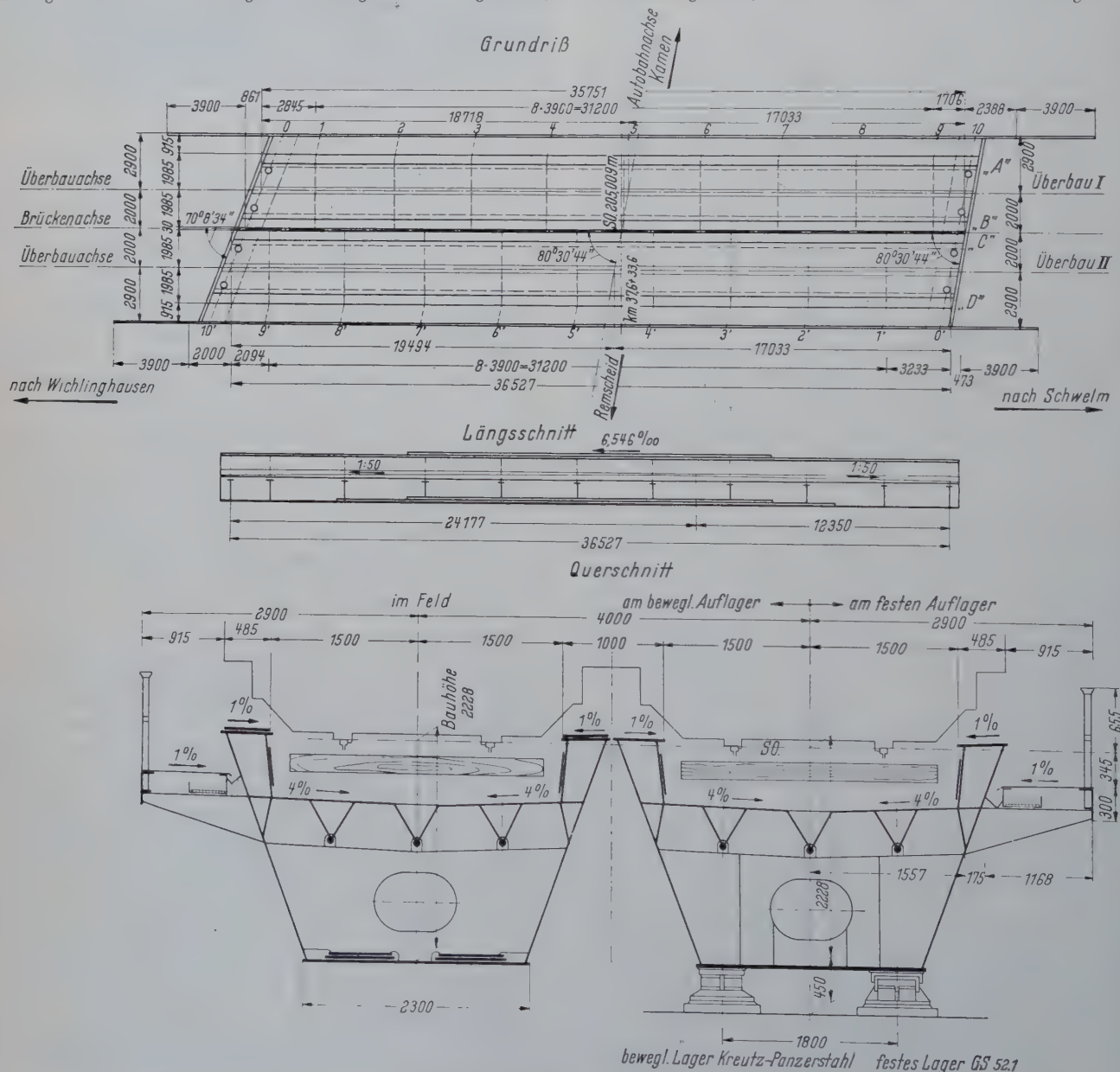


Bild 5. Übersichtszeichnung der Stahlüberbauten

Das beiderseitige Längsgefälle von 1:50 wird durch ein darin eingeschweißtes Blech erzielt. Das über der Mittelrinne ausgenommene Fahrblech hat zur Rinne 4 ‰ Quergefälle. Ein auf Nocken festgelegtes Rinnenabdeckblech hält den Schotter von der Rinne fern und läßt das Wasser durch seitliche Schlitz eintreten (siehe Bild 6).

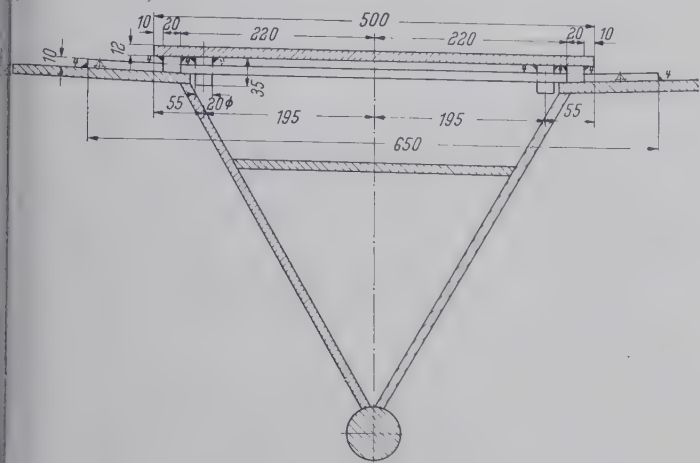


Bild 6. Darstellung der Rinnenabdeckung

Die Gehwege werden ebenfalls durch Längsrinnen zu den Widerlagern entwässert, wo das Wasser in einer Querrinne gesammelt und durch ein Abfallrohr in die Autobahnentwässerung abgeleitet wird. Die Schotterwanne ist über die entsprechend ausgebildeten Kammermauern hinweggeführt. Die seitlichen Wannenbleche liegen auf in den Beton eingelassenen Stahlleisten, das Fahrblech lagert auf einer einbetonierten Schiene.

An jedem Überbau befindet sich außen in Höhe des Fahrbleches auf parallel zur Autobahnachse angeschweißten Konsolen ein Gehweg mit Waffelblechabdeckung für die Streckenbegehung und darunter ein Kabelkanal mit Gitterrosten. Pfosten, Holm und Knieleiste der Geländer sind aus Hohl-Leichtprofilen hergestellt.

Bei den Haupt-Tragwerken bestehen die 2300 mm breiten Untergurte mit Beilagen, die unteren Stegblechteile, die Fahrblechbleche, die Längssteifen und Schotte aus Siemens-Martin-Stahl 37, die Obergurte und die oberen Stegblechteile aus SM-St 52. Diese Aufteilung erfolgte aus folgendem Grunde:

Die Schotte in den Hauptkästen mußten an das Fahrblechblech, die Längssteifen, Stegbleche und den Untergurt angeschweißt werden. Bei der auftretenden Zug-Schwellbeanspruchung des Untergurtes und der unteren Stegbleche genügen unter Berücksichtigung der Quernähte (E-Linie) die zulässigen Spannungen für St 37. Die Schotte zwischen den Obergurten, dem oberen Teil der Stege und den seitlichen Schotterblechen sind im oberen Bereich nicht angeschweißt, sondern eingepaßt. Hier konnte die Bemessung im Druckschwellbereich nach der B-Linie erfolgen und deshalb aus wirtschaftlichen Gründen St 52 gewählt werden.

Die festen Lager bestehen aus Stahlguß Gs 52.1, die beweglichen Rollenlager aus Stahlguß und Kreutz-Panzerstahl.

4. Statische Berechnung

In der statischen Berechnung der Brücke für eine Belastbarkeit nach Lastenzug „S“ ist die Schiefe der Brückenenden in vereinfachter Weise nach Wansleben¹⁾ berücksichtigt. Ein auf 4 Punkten gelagerter, schiefer, torsionssteifer Kastenträger auf zwei Stützen ist für mittige, senkrechte Lasten äußerlich einfach statisch unbestimmt. Die infolge der schiefen Lagerung auftretenden Biege- und Torsionsmomente, sowie die unterschiedlichen Auflagerkräfte (an den stumpfen Ecken größere, an den spitzen Ecken kleinere) sind bei der Berechnung beachtet worden. Die Berechnung der Fahrblechplatte erfolgte als orthotrope Platte nach den nachstehend auszugsweise wiedergegebenen Richtlinien der Deutschen Bundesbahn, die nach Versuchen von Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. Klöppel herausgegeben wurden.

Diese Versuche ergaben u. a., daß eine nach der Biegetheorie berechnete orthotrope Platte bei einer Belastung in Höhe der 1,71fachen Gebrauchslast, bei der in den Plattenrändern die Fließ-

grenze erreicht wird, nicht schon versagt, sondern daß sich dank der alsdann einsetzenden Membranwirkung ein neuer Gleichgewichtszustand in der Platte einstellt, der das Tragvermögen der Platte bis über die 3,75fache Gebrauchslast hinaus steigert.

Es erscheint daher unbedenklich, bei orthotropen Platten von Eisenbahnbrücken mit genügend eng gesetzten Längs- und Quersteifen zunächst überschlägig wie folgt zu rechnen:

a) Verteilen der Verkehrslast in Belastungstreifen unter jeder Schiene entsprechend der Schwellenbreite, Schwellenlänge und Schotterhöhe. Hierbei wird empfohlen, hinsichtlich der lastverteilenden Wirkung des Oberbaues bei der Berechnung der Fahrblechplatte von massiven und stählernen Eisenbahnbrücken, auf denen ein Regeloberbau im Schotterbett durchgeführt wird, nach folgender Regelung zu verfahren:

Wenn die Bettungshöhe auf der Brückenfahrblechtafel im Bereich der Schwellenaufleger i. M. mindestens 20 cm unter Schwellenunterkante beträgt, dürfen die Lokomotivradlasten wie folgt als gleichmäßig verteilt angenommen werden:

in Längsrichtung des Gleises auf den Achsabstand von 1,60 m;

in Querrichtung unter jeder Schiene auf die Länge des Schwellenauflegers plus doppelte Höhe der Bettungsdicke unter den Schwellenauflegern.

Die Länge der Schwellenaufleger ist bei hölzernen und stählernen Schwellen gleich dem doppelten Schwellenüberstand — Maß von Mitte Schiene bis Schwellenende — anzunehmen; bei 2,60 m langen Holzschwellen z. B. gleich 110 cm unter jeder Schiene. Bei Stahlbetonschwellen, die schon durch die Formgebung bestimmte Schwellenaufleger besitzen, ist mit diesen zu rechnen. Das nach Abzug der beiden Schwellenaufleger verbleibende Mittelstück jeder Schwelle ist nicht zur Lastverteilung heranzuziehen.

b) Berechnung des Fahrblechbleches für seine unmittelbare Belastung durch Oberbau und Verkehrslast als quergestützte, auf den Längssteifen frei drehbar gelagerte durchlaufende Platte, also ohne Berücksichtigung von Randeinspannungen an Längs- und Quersteifen.

c) Berechnung der Längsträger als Durchlaufträger, die auf den Quersteifen frei drehbar aufgelagert sind, wobei der Längsträgerquerschnitt aus den Längssteifen und einem anteiligen Flachblechstreifen über jeder Längssteife gebildet wird, dessen Breite höchstens gleich dem Abstand der Längssteifen anzunehmen ist.

d) Berechnung der Querträger bei mehreren Hauptträgern als auf den Hauptträgern frei drehbar abgestützte Durchlaufträger, bei zwei Hauptträgern als gelenkig angeschlossenen einfachen Balken, wobei als Querträgerquerschnitt außer den Quersteifen ein anteiliger Flachblechstreifen mitwirkt, dessen Breite höchstens gleich dem Abstand der Quersteifen anzunehmen ist.

e) Berechnung des Fahrblechbleches bei Deckbrücken als Teil der Hauptträgergurtung, wobei der anteilige Blechstreifen höchstens gleich der Summe der halben Abstände zum jeweils benachbarten Hauptträger und insgesamt höchstens 3,0 m breit sein darf. Die unter den anteiligen Blechstreifen sitzenden Längssteifen können mitherangezogen werden.

Bei Brücken mit unten liegender oder mit halb versenkter Fahrblechplatte ist sinngemäß zu verfahren.

Für die Anwendbarkeit dieser überschlägigen Berechnungsmethode wird entsprechend den bisherigen Erfahrungen vorausgesetzt, daß die Längssteifen in etwa 50 bis 70 cm Abstand oder enger, die Quersteifen im halben bis höchstens vollen Abstand der Hauptträger oder enger, höchstens aber in 2 m Abstand, angeordnet werden. Unter diesen Voraussetzungen darf bei Berechnung des Fahrblechbleches nach b), der Längsträger nach c) und der Querträger nach d) abweichend von der BE Übersicht 7.1 mit einem Schwingbeiwert $\varphi = 1,40$ gerechnet werden, von Querträgern mit Rostwirkung abgesehen. Dabei darf die Summe der Biegespannungen im Flachblech in Querrichtung aus der Beanspruchung als Platte nach b) und als Querträger nach d) sowie in Längsrichtung aus der Beanspruchung als Längsträger nach c) und als Hauptträger nach e) die gemäß BE Übersicht 40.1 a zulässigen Spannungen um jeweils 15 ‰ überschreiten.

¹⁾ Wansleben: Beitrag zur Berechnung schiefer drillsteifer Brücken. Stahlbau 24 (1955), H. 10, S. 224.

Bei den vorbeschriebenen Stahlüberbauten sind in der Berechnung die geringsten Belastungstreifen unter jeder Schiene bei ungünstigster Lage des Gleises auf Holz- oder Stahlbetonschwellen zugrunde gelegt, so daß beide Oberbauarten auf der Brücke verlegt werden können.

Die Abstände der Längssteife (88 cm) und Schotte (3,90 m) sind größer als in den vorstehenden Richtlinien angegeben. Bei der Berechnung dieser Konstruktionsteile mußten daher die ihrer Stützweite entsprechenden Schwingbeiwerte nach BE Übersicht 7.1 eingesetzt werden. Im übrigen erfolgte die Dimensionierung in üblicher Weise, wobei sämtliche in Längsrichtung verlaufenden Teile (Hauptträger, Fahrbahnblech, Längssteifen) zum Mittragen im Haupttragwerk herangezogen wurden. Die nach der Berechnung der einzelnen Konstruktionsglieder gewählte Blechdicke beträgt bei den Haupttragwerken:

Fahrbahnblech	10 mm,	Obergurtlamellen	25 mm,
äußeres Stegblech der Hauptträger, in der Mitte	10 mm,	Untergurt-Kastenboden	20 mm,
an den Enden unten	15 mm,	Innere Untergurtlamellen	20 mm,
an den Enden oben	12 mm,	Schottbleche	8 mm,
Inneres Stegblech der Hauptträger	10 mm,	Mittlere Längssteife	10 mm,
Schotterschuttblech	10 mm,	Äußere Längssteifen	6 mm,
Obergurt	20 mm,	Rundeisen an den Längssteifenspitzen ϕ 60 mm.	

Die Durchbiegung unter ruhender Verkehrslast ist etwa 1/600 der Stützweite.

5. Werkstattarbeiten

Die Überbauten sind in der Werkstatt in Drehvorrichtungen vollständig geschweißt und in einem Stück auf Eisenbahn-Spezialwagen zur Baustelle gebracht worden, wo vor ihrem Einbau die Gehwegkonsolen und Randträger und nach ihrem Einbau nur noch die Geländer und Abdeckungen nachträglich anzubringen waren. Die beiden Überbauten waren hinsichtlich ihrer räumlichen Abmessungen die größten Werkstücke, die die ausführende Firma als ganzes in Ringen (Bild 7) hergestellt hat. Zum sorgfältigen Schweißen in



Bild 7. Herstellung der Stahlüberbauten in Drehvorrichtungen

Wannenlage wurde jeder Kasten in zwei Drehringpaaren gelagert und zusammengebaut. Jeder Kasten wiegt rund 80 t. Bei der in der Werkstatt für den Drehringdurchmesser von 5,50 m nicht ausreichenden lichten Höhe zwischen Hallenboden und Kranunterkante, mußten die Drehringe mit ihrer Rollenlagerung in den Hallenboden eingelassen werden. Ein nachträgliches Richten der ganzen Brückenkästen war nur in geringem Umfang nötig. Ventilatoren saugten beim Schweißen in den Kästen den Schweißrauch ab. Die Beleuchtung der Kästen erfolgte nach den Sicherheitsbestimmungen mit 24 Volt Niederspannung. Der Zusammenbau der Überbauten und die dabei vorgenommene Schweißfolge gehen aus dem nachstehenden Zusammenbau- und Schweißplan und Bild 8 hervor:

- (1) Untergurtlamellen auslegen. Die Stöße von der Mitte aus heften und schweißen, danach schleifen.

- (2) Untergurtzusatzlamellen aufbringen und von der Mitte aus symmetrisch zur Längsachse in zwei Lagen schweißen. Gurtplattenenden schweißen und bearbeiten.
- (3) Längsstöße der einzelnen Stegblechstücke heften und in vier Lagen schweißen, danach schleifen.
- (4) Querstöße der Stegbleche heften und schweißen, danach schleifen.
- (5) Stöße der Obergurtlamellen heften und schweißen in 2 × 2 Lagen, danach schleifen.
- (6) Obergurtzusatzlamellen aufbringen und von der Mitte aus symmetrisch zur Längsachse in zwei Lagen schweißen. Gurtplattenenden schweißen und bearbeiten.
- (7) Die vorher gefertigten Schottbleche auf den Untergurt aufsetzen.
- (8) Stegbleche auf den Untergurt aufsetzen. Danach Zusammenheften von Untergurt, Stegblech und Schotte.
- (9) Die vorher gefertigten Längssteifen sowie die Zwischenbleche einbauen und heften.
- (10) Fahrbahntafel einbauen und heften.
- (11) Die Nähte zwischen Untergurt-Stegblech, Untergurt-Schottblech und Schotte-Zwischenblech von der Mitte symmetrisch zur Längsachse in zwei bis vier Lagen je nach Nahtdicke schweißen.
- (12) Die Naht zwischen Fahrbahnblech—Stegblech von der Mitte symmetrisch zur Längsachse in zwei Lagen schweißen.
- (13) Die Schottbleche des Schotterabschlusses einbauen.
- (14) Nähte Schottbleche—Stegbleche und Schottbleche—Fahrbahnbleche in zwei Lagen schweißen.
- (14a) Schotterabschlußbleche (inneres Stegblech) einbauen.
- (15) Längsnähte Fahrbahnblech—Schotterabschlußblech in zwei Lagen schweißen. Schotterabschlußblech an Schotte anschweißen.
- (16) Obergurte anbauen und heften.
- (17) Drehen des Werkstückes um 90°. Anschlußnähte Schotte—Stegblech schweißen.
- (18) Zurückdrehen des Werkstückes um 180°. Anschlußnähte Schotte—Stegblech auf der Gegenseite schweißen.
- (19) Drehen des Werkstückes um 90°. Längsnähte Fahrbahnblech—Stegblech, Fahrbahnblech—Längssteifen, Fahrbahnblech—Zwischenbleche, Obergurt—Stegblech, Obergurt—Schotterblech in je zwei Lagen schweißen.
- (20) Drehen des Werkstückes um 90°. Schrägstößen unter dem Fahrbahnblech einbauen und schweißen sowie Längssteifen an Zwischenblech schweißen.
- (21) Drehen des Werkstückes um 180°. Schrägstößen der Gegenseite einbauen und schweißen sowie Längssteifen an Zwischenblech schweißen.

Die Schweißnähte wurden nach den Bundesbahnvorschriften geröntgt.

6. Montage der Überbauten

Die Ringe waren so angeordnet, daß sie bei horizontaler Lagerung der Werkstücke geöffnet und die fertigen Überbauten seitlich auf Eisenbahnwagen verladen werden konnten. Um die beiden Überbauten von rund 38 m Länge, 4 m Breite und 2,40 m Höhe vom Werk zur Baustelle auf dem Schienenwege transportieren zu können, mußten sie um 180° gedreht werden, weil in normaler Lage ihre Durchfahrt unter den gewölbten Brücken der Strecke wegen der sich bei diesen Bauwerken nach oben über den Kämpfern verjüngenden Lichtweite nicht möglich gewesen wäre. Die Überbauten wurden, wie Bild 9 zeigt, mit der Schotterblechwanne nach unten und mit dem Fahrbahnblech auflagernd auf je zwei werkseigene Drehschemel-Spezialwagen verladen. Da während des Transportes mit seitlichen Ausschlägen von max 380 mm zu rechnen war, mußte zur Überwindung etwaiger Hindernisse in den Krümmungen der zu durchfahrenden Strecke auf den Drehschemelwagen eine Verschiebemöglichkeit der Überbauten während dieses Transportes ge-

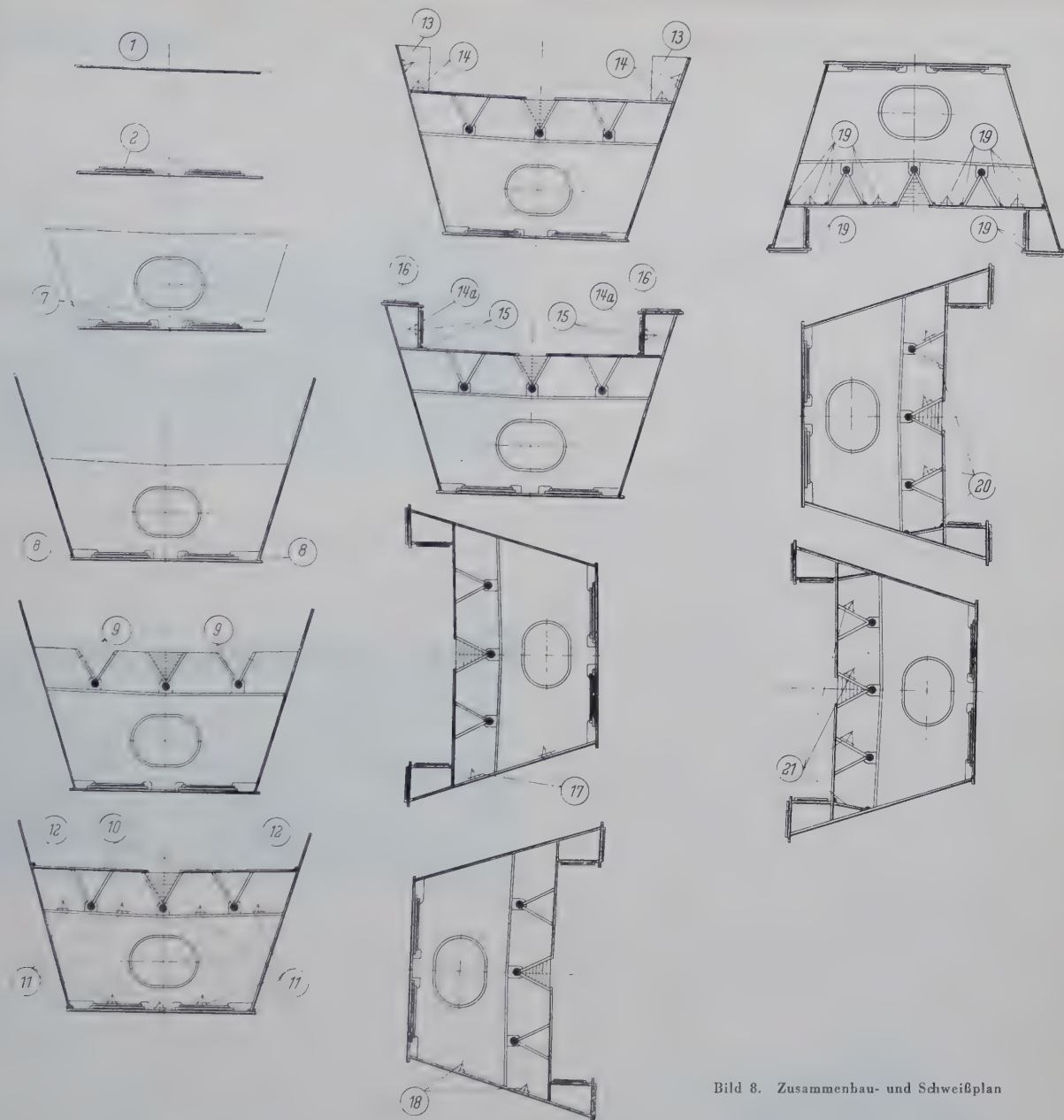


Bild 8. Zusammenbau- und Schweißplan

schaffen werden. Die Überbauten wurden einzeln im Abstand von einer Woche in je zweitägiger Sonderfahrt vom Werk in Dortmund-erne über den Verschiebebahnhof Dortmund-Feld nach dem der Baustelle am nächsten liegenden Bahnhof Schwelm-Loh gebracht.

Hier wurden sie im Abstellbahnhof mit Hilfe von zwei 75-t-Eisenbahnkranen und zwei Spezialtraversen entladen, in ihre normale Lage gekantet (Bild 10) und wieder auf die Drehschemelwagen für ihren weiteren Transport zur Einbaustelle abgesetzt. Diese proviso-



Bild 9. Transport der Stahlüberbauten



Bild 10. Umkanten eines Überbaues mit Eisenbahnkränen

rische Zwischenbaustelle ermöglichte es, die umgeladenen Überbauten vor ihrem Einbau durch Anbringung der Gehwegkonsolen zu vervollständigen, sie danach ohne besondere Gerüste oder Baustellenbehinderungen mit Sandstrahlgebläse zu entrostern, die Fahrbahnwanne durch Aufspachtelung von Asphaltmastix zu isolieren, die übrigen Außenflächen mit zwei Mennige-Voranstrichen und die Innenflächen der Kästen mit einem Bitumenanstrich zu versehen.

Nach Errichtung der Widerlager wurden bei einer achttägigen Außerbetriebnahme beider Gleise mit Hilfe von Eisenbahnkränen die Behelfsbrücken wieder ausgebaut und unmittelbar anschließend die inzwischen fertiggestellten beiden endgültigen Stahlüberbauten eingebaut. Um diesen Einbau zu ermöglichen, mußte der in der Mitte der Brückenöffnung für die Auflagerung der Behelfsbrücken verbliebene Felskern mindestens bis unter die Unterkante der neuen Überbauten abgetragen werden. Der Abbau des Mittelkerns erfolgte nach dem Ausbau der Behelfsbrücken mit zwei Sprengungen von je 2000 m³ Fels. Mit der zweiten Sprengung wurde der Fels des Mittelkerns gelöst, jedoch noch nicht fortgeräumt, weil die gelösten Felsmassen an Stelle einer besonderen Stütze für die Auflagerung einer für den Einbau des ersten Überbaues vorgesehenen Verschiebbahn verwendet werden konnten. Die schweren Sprengungen des Mittelkerns mußten vor dem Einbau der Überbauten durchgeführt werden, um Beschädigungen an ihnen auszuschließen. Nach ihrem Einbau waren nur noch die gelösten Felsmassen abzufahren und seitlich der Kreuzungsstelle für die Anlage der Autobahnabfahrt einzubauen.

Nach dem Ausbau der Behelfsbrücken und während des Einbaues einer 18 m langen Verschiebbahn (vgl. Bild 12), die auf dem westlichen Widerlager gegen die Kammermauer abgestützt war, um ihre Verlagerung bei dem Verschiebevorgang zu verhindern, wurde der erste fertige Überbau für die Überführung des Gleises Schwelm-Loh—Wichlinghausen im Gegengleis zur Baustelle gefahren und dort mit zwei Eisenbahnkränen abgeladen. Die Abladestelle lag in einer Krümmung und in einem Einschnitt. Der Überbau sperrte mit seinen bereits angebauten Gehwegkonsolen mit Randträger wegen seiner Breite beide Gleise. Er mußte auf Rollenlager gesetzt und an die südliche Felswand verschoben werden, damit der zwischen dem Überbau und der Brückenöffnung stehende Eisenbahnkran und die von ihm nach der Entladung in das andere Gleis umgesetzten Drehschemelwagen abgefahren werden konnten. Danach mußte der Überbau wieder seitlich zurückgeschoben werden, um ihn nach Umsetzung der festen Rollenböcke mit einer elektrischen Kabelwinde bis über etwa die halbe Brückenöffnung vorziehen zu können (Bild 11). In dieser Lage nahm ein am gegenüberliegenden Wider-

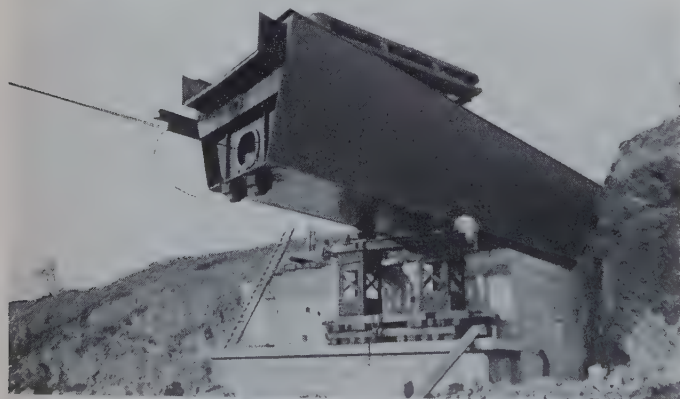


Bild 11. Vorziehen eines Überbaues über einen Rollbock beim Einbau

lager aufgestellter Vorbaukran das überragende Ende sicherheits- halber bei der weiteren Vorrollung um etwa 4 m in den Kran- haken, bis das Brückenende auf die in der zweiten Brücken- hälfe liegende 18 m lange Verschiebbahn abgesetzt werden und hierauf über die restliche Brückenöffnung vorgerollt werden konnte (Bild 12). Zwei 75-t-Eisenbahnkrane hoben dann den Überbau in seine endgültige Lage im Gleis Schwelm-Loh—Wichlinghausen. Nach dem Einbringen des Schotters und Verlegen des Gleises konnte am darauffolgenden Tage der zweite Überbau auf dem fertiggestellten Gleis herangefahren und von da aus mittels der vorerwähnten beiden Eisenbahnkrane im Gegengleis eingelegt werden. Nach dem Aufbringen des Oberbaues erfolgte nach einer Belastungsprobe die



Bild 12. Aufsetzen des einzubauenden ersten Überbaues auf die Verschiebbahn während des Vorziehens

Wiederaufnahme des unbeschränkten, zweigleisigen Eisenbahn- betriebes über die fertige Brücke (Bild 13).



Bild 13. Ansicht der fertigen Brücke

7. Abschließende Arbeiten

Die nachträglich in unregelmäßigem Schichtenmauerwerk vor- gebrachte Verblendung der Widerlager, Flügel und Böschungs- mauern besteht aus Grauwackesteinen. Die ebenfalls nachträgliche Aufbringung der beiden Deckanstriche der Stahlüberbauten er- möglichte es, die beim Einbau nicht zu vermeidenden Schäden der Voranstriche auszubessern. Bei den Deckanstrichen wurde der Ver- such unternommen, die Konstruktion zweifarbig zu streichen. In- folge der tiefliegenden Gehwege und des großen Pfostenabstandes von 3,90 m der Geländer wirkt die Konstruktion trotz ihrer großen Abmessungen schlank. Diese schlank Wirkung soll durch den zwei- farbigen Anstrich noch betont werden. Ferner soll hiermit erreicht werden, den Autobahnbenutzern trotz nur kurzen Beschauens von der Durchfahrt ein eindrucksvolles Bild von der Schönheit und Eigenart der Konstruktion zu vermitteln.

Nach der Begutachtung mehrerer Farbzusammenstellungen bei kleinen Probeanstrichen erhielten die unterhalb der Gehwege liegen- den Kastenwände der Überbauten einen hellblauen und die Geh- wege einschließlich ihrer Konsolen und Geländer sowie die durch sie zum großen Teil verdeckten oberen Kastenwände einen grünen Anstrich. Diese Farben harmonisieren gut mit dem Grau der Mauer- werksverblendung und Betonabdeckplatten. Bei der schwarz-weiß Aufnahme der fertigen Brücke in Bild 13 ist die gute Wirkung, die durch den bunten Anstrich der Überbauten erzielt wurde, etwas zu erkennen. Das Bauwerk fügt sich sehr gut dem Landschaftsbild ein.

Der guten Zusammenarbeit der ausführenden Firmen Stahlbau- anstalt Dörnen, Dortmund-Derne; Bauunternehmung Stichtmann, Wuppertal; Baugesellschaft für Abdichtungen Malchow, Köln-Mül- heim; Anstrichunternehmen Paul Kreutz, Duisburg, auch mit den auftraggebenden Dienststellen der Autobahn und der Deutschen Bundesbahn ist es zu verdanken, daß jede Schwierigkeit beim Bau der Brücke reibungslos behoben und das Bauwerk in der gestellten Frist ohne Unfall erstellt werden konnte.

Einfluß der Schubweichheit der Längsrippen und Querträger auf die Momente in einer orthotropen Platte

Von Dr.-Ing. Ernst Giendke, Darmstadt

DK 624.21.095.5 : 624.073

1. Einleitung

Bei der Berechnung der Stahlbahnplatten (Bild 1) werden die Längsrippen und Querträger immer als schubstarr angesehen. In dieser Arbeit soll nun am Beispiel der Hohlrippenplatte gezeigt werden, wie die Querkraftverformungen das Kräftespiel in einer orthotropen Platte beeinflussen. Das Verfahren zur Bestimmung der Momente in Längs- und Querträgern bleibt auch bei Berücksichtigung der Schubverformungen einfach und übersichtlich.

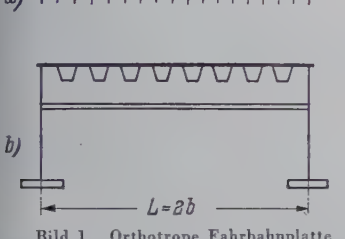
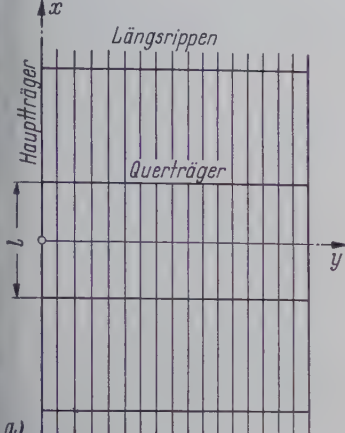


Bild 1. Orthotrope Fahrbahnplatte

füllt. Die Gleichungen von Reissner und Hencky unterscheiden sich nur in einzelnen Steifigkeitswerten, z. B. ergibt sich bei Reissner die Schubsteifigkeit zu $GF_s = \frac{5}{6} Gt$ und bei Hencky zu Gt .

K r o m m [3] macht für die Spannungen $\sigma_x, \tau_{xz}, \tau_{yz}$ den Produktansatz

$$\sigma_x = p(x, y) f_1(z), \quad \tau_{xz} = Q_x(x, y) f_2(z)$$

und kann damit im Sonderfalle $E_z = \infty$ (die Platte dehnt sich nicht quer zur Plattenfläche) die Gleichgewichts- und Verträglichkeitsbedingungen exakt erfüllen. Aus der Differentialgleichung für $f_2(z)$ ergibt sich der genaue Verlauf für die Schubspannungen τ_{xz}, τ_{yz} . Er weicht in der Nähe von konzentrierten Lasten stark von der parabolischen Verteilung ab, die Reissner von vornherein annimmt, und die sich nur im Sonderfalle einer gleichförmigen Belastung ($p = \text{const}$) exakt einstellt.

G i r k m a n n und B e e r [4] haben das von Reissner angewandte Prinzip auf orthotrope Platten übertragen. Es handelt sich dabei aber um orthotrope Platten vom Huberschen Typ, d. h. Platten mit konstanter Dicke, die in Längs- und Querrichtung verschieden steif sind, z. B. kreuzweise bewehrte Stahlbetonplatten. Zur Berechnung orthotroper Stahlplatten eignet sich dieses Verfahren weniger, weil die Struktur dieser Platten bei der Ableitung der Gleichungen nicht berücksichtigt ist und weil die Gleichungen für eine praktische Berechnung zu schwerfällig sind.

Bei den üblichen Plattenausführungen kann man, wenn man die Momente in Längsrippen und Querträgern berechnen will, in der Plattengleichung die von der Biegung des Deckblechs in Querrichtung herrührenden Glieder weglassen. Dadurch wird die Rechnung wesentlich einfacher und die Genauigkeit der Ergebnisse wird kaum beeinträchtigt. Damit das mechanisch Wesentliche klar erkennbar bleibt, wollen wir uns hauptsächlich mit der „symmetrischen“ Hohlrippenplatte (deren Steifen symmetrisch zum Flachblech angeordnet sind, Bild 2 a) beschäftigen. Dieser Sonderfall hat

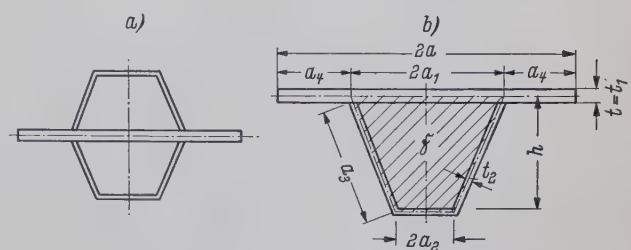


Bild 2. Querschnitte der Hohlrippenplatte: a) „symmetrische“ Platte, b) „exzentrische“ Platte

nicht nur theoretisches Interesse: Die Untergurtspannungen in den Hohlrippen, die für die Dimensionierung der Rippen meistens ausschlaggebend sind, werden durch die Exzentrizität der Rippen (einseitige Anordnung) nur wenig beeinflusst, wie der Verfasser in einer früheren Arbeit [5] zeigen konnte.

2. Die „symmetrische“ Hohlrippenplatte

2.1 Grundgleichungen

Wir beginnen mit den Grundgleichungen für die symmetrische Hohlrippenplatte, d. h. für ein Flachblech, das in einer Richtung durch engliegende Hohlrippen oben und unten gleichmäßig versteift ist (Bild 2 a). Bei Symmetrie sind Platten- und Scheibengleichung nicht miteinander gekoppelt, so daß das Plattenproblem für sich behandelt werden kann. Wir leiten die Gleichungen her unter der Voraussetzung, daß die Plattendicke (gemessen von der Oberkante des Deckblechs bis zur Unterkante der Hohlrippen) klein ist gegen die Längenabmessungen und die Durchbiegung $w(x, y)$ wiederum klein gegen die Plattendicke. Das Hooke'sche Gesetz soll gelten und die Bernoullische Hypothese insoweit, als die Querschnitte $x, y = \text{const}$ eben bleiben. Sie sollen aber nicht mehr senkrecht zur Plattenmittelfläche bleiben. Außerdem vernachlässigen wir die Biegemomente im Flachblech, da die Biegesteifigkeit des Flachblechs normalerweise bedeutend kleiner ist als die der Längsrippen und die Gleichungen durch die Vernachlässigung wesentlich einfacher werden. Die Drillungsmomente im Flachblech werden dagegen beibehalten, da sie sich ohne Schwierigkeiten berücksichtigen lassen und wir außerdem daran zeigen können, daß man auch dann noch einfache Gleichungen erhält, wenn die einzelnen Bauteile — Flachblech und Rippen — sich unterschiedlich verhalten.

Die Koordinaten x (parallel zu den Längsrippen) und y (parallel zu den Querträgern) werden in der Plattenfläche, z senkrecht dazu gezählt (Bild 1). Die Ableitungen nach x und y werden mit $()'$ und $()''$ bezeichnet. Da wir im Laufe dieser Arbeit öfters Beziehungen aus einer früheren Arbeit [5] des Verfassers benutzen, wollen wir, um Verwechslungen zu vermeiden, die Gleichungsnummern dieser Arbeit in runde Klammern und die der Arbeit [5] in eckige Klammern setzen. Eine Verwechslung mit den Literaturangaben, die ebenfalls mit eckigen Klammern versehen werden, ist nicht möglich, da die Literaturangaben nur einziffrig sind, die Gleichungsnummern aber immer aus zwei Zahlen bestehen, von denen die erste den Abschnitt, die zweite die Nummer der Gleichung dieses Abschnittes angibt.

Die Gleichgewichtsaussagen für die Schnittkräfte

$$\left. \begin{aligned} M_x &= \int \sigma_x z \, dF_x, \quad M_{xy} = \int \tau_{xy} z \, dF_x, \quad M_{yx} = \int \tau_{yx} z \, dF_y \\ Q_x &= \int \tau_{xz} \, dF_x, \quad Q_y = \int \tau_{yz} \, dF_y \end{aligned} \right\} \quad (2.1)$$

lauten, wenn wir die Momente im Flachblech (\sim) von denen in den Rippen ($\bar{}$) abspalten,

$$\left. \begin{aligned} M'_x + \bar{M}'_{yx} &= Q_x \rightarrow \left\{ \begin{aligned} \tilde{M}'_{yx} &= \tilde{Q}_x \\ \bar{M}'_x &= \bar{Q}_x \end{aligned} \right. \\ M'_{xy} + \bar{M}'_y &= Q_y \rightarrow \left\{ \begin{aligned} \tilde{M}'_{xy} &= \tilde{Q}_y \\ \bar{M}'_{xy} &= \bar{Q}_y \end{aligned} \right. \end{aligned} \right\} \quad \dots \quad (2.2)$$

$$Q'_x + \bar{Q}'_y + p = M''_x + (M_{xy} + \bar{M}_{yx})' + p = 0. \quad (2.3)$$

Die Abspaltung muß man vornehmen, da nur die Querkraftverformungen infolge der Kräfte \bar{Q}_x und \bar{Q}_y wesentlich sind. Das dünne Flachblech erleidet durch die Kräfte \bar{Q}_x und \bar{Q}_y praktisch keine Querkraftverformungen. Für die Längsverschiebungen im Blech, die bei der Biegung des Flachblechs — nicht bei der Dehnung als Rippenobergurt — auftreten gilt daher

$$\bar{u} = -z w' \quad \bar{v} = -z w''$$

Aus der Beziehung für die Schubverzerrung der Längsrippen

$$\gamma_{xz} = \frac{\bar{Q}_x}{K_x} = \frac{\partial \bar{u}}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x}$$

folgt für die Längsverschiebung in den Rippen — d. h. auch für das Deckblech in seiner Funktion als Rippenobergurt —, wenn Ebenbleiben der Querschnitte vorausgesetzt wird (Bild 3 a, [6])

$$\bar{u} = -z \beta = -z \left(w' - \frac{\bar{Q}_x}{K_x} \right), \quad (2.4)$$

darin ist K_x die Schubsteifigkeit der Längsrippen (s. Abschn. 2.11). Gleichung (2.4) besagt, daß die Querschnitte in x -Richtung nicht mehr senkrecht auf der verformten Plattenfläche stehen.

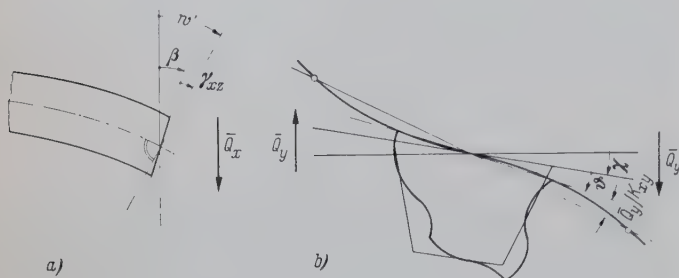


Bild 3. Querkraftverformungen: a) Querkraft \bar{Q}_x , b) Querkraft \bar{Q}_y

Unter der Einwirkung der Querkraft \bar{Q}_y , die die Torsionsmomente von einer Hohlrippe zur anderen übertragen, verbiegt sich das Flachblech zwischen den Rippen und außerdem ändert sich die Querschnittsgestalt der Rippen, wenn diese nur an den Querträgern ausgesteift sind. Für die Verdrehung χ der Rippen gilt daher nach Gl. [5.7] und Bild 3 b

$$\chi + \vartheta = w'' - \frac{\bar{Q}_y}{K_{xy}} \quad (2.5)$$

Die Gleichung für die Querschnittsverformung ϑ lautet nach Gl. [5.3]

$$A \vartheta'''' + C \vartheta = \frac{\bar{Q}_y}{K_{xy}} = \frac{\bar{M}_{xy}'}{K_{xy}} \quad (2.6)$$

Alle Querschnittswerte und Konstanten sind im Abschnitt 2.11 zusammengestellt.

Das Elastizitätsgesetz für das Biegemoment M_x ergibt sich auf Grund des Hookeschen Gesetzes $\sigma_x = E \varepsilon_x = E \bar{u}'$ und Gl. (2.4) durch Integration

$$M_x = \int \sigma_x z dF_x = E \int \bar{u}' z dF_x = -B_x \beta' = -B_x \left(w'' - \frac{\bar{Q}_x}{K_x} \right) \quad (2.7)$$

Die Gleichungen für die Torsionsmomente lauten [2.12, 13]

$$\left. \begin{aligned} \bar{M}_{xy} &= -B_{xy} \chi' \\ \bar{M}_{xy} &= \bar{M}_{yx} = -(1-\nu) B w' \end{aligned} \right\} \quad (2.8)$$

Aus den Gleichgewichtsaussagen für die Momente M_x und M_{xy} (2.2) und den Gleichungen (2.4) und (2.5) folgen die Beziehungen

$$\left. \begin{aligned} \beta &= \frac{B_x}{K_x} \beta'' - w' \\ \text{oder} \quad M_x &= \frac{B_x}{K_x} M_x'' - B_x w'' \\ \chi &= \frac{B_{xy}}{K_{xy}} \chi' + \vartheta - w' \\ \text{oder} \quad \bar{M}_{xy} &= \frac{B_{xy}}{K_{xy}} \bar{M}_{xy}'' - B_{xy} (w' - \vartheta)' \end{aligned} \right\} \quad (2.9)$$

aus denen sich w eliminieren läßt:

$$\left(\bar{M}_{xy} - \frac{B_{xy}}{K_{xy}} \bar{M}_{xy}'' \right)' - B_{xy} \vartheta'' = \frac{B_{xy}}{B_x} \left(M_x - \frac{B_x}{K_x} M_x'' \right) \quad (2.10)$$

¹⁾ Diese Gleichung kann man auch für die exzentrische Hohlrippenplatte (Bild 2b) benutzen, man muß dabei z von der Schwerfaser zählen: $u = -(z - e_x) \beta$.

Wenn wir in die Gleichgewichtsaussage (2.3) für die Querkraft die Elastizitätsbeziehung (2.8) für die Drillungsmomente im Flachblech einführen und anschließend w mit Hilfe von Gleichung (2.10) eliminieren, lautet sie

$$M_x'' + \frac{2B}{B_x} \left(M_x - \frac{B_x}{K_x} M_x'' \right)'' + \bar{M}_{xy}'' + p = 0 \quad (2.11)$$

2.11 Querschnittswerte

Bevor wir die Gleichungen lösen, wollen wir die Querschnittswerte und Konstanten angeben und zwar für die exzentrische Platte (Bild 2 b), da symmetrische Platten (Bild 2 a) praktisch nicht vorkommen. Die meisten Größen können wir unmittelbar aus [5] übernehmen.

Bei der Ermittlung der Biege- und Dehnsteifigkeiten muß man für die Rippen den Elastizitätsmodul E und für das Deckblech den Plattenmodul $\frac{E}{1-\nu^2}$ einsetzen. Nach Gleichung [2.9] ergeben sich

die Dehnsteifigkeiten

$$D = \frac{E t}{1-\nu^2}, \quad D_x = \int E(z) dF_x,$$

der Schwerpunktsabstand

$$e_x = \frac{1}{D_x} \int E(z) z dF_x,$$

und die Biegesteifigkeiten

$$B = \frac{E t^3}{12(1-\nu^2)}, \quad B_x = \int E(z) (z - e_x)^2 dF_x.$$

Die Torsionssteifigkeit der Rippen beträgt [2.14]

$$B_{xy} = \frac{G \bar{J}^2 t_2}{a(a_2 + a_3)(1 + \varrho)} \quad \text{mit} \quad \varrho = \frac{a_1}{a_2 + a_3} \cdot \frac{t_2}{t} \quad (2.13)$$

Die Konstanten in der Differentialgleichung (2.6) für die Querschnittsverformung ϑ lauten bei den üblichen Plattenausführungen ($t_2 \ll t$) nach [5.5]²⁾

$$\left. \begin{aligned} A &= \frac{4}{3} \cdot \frac{a_2 + a_3}{a t^3} a_1^2 a_4^2 h^2 t_2, \quad K_{xy} = \frac{3B}{a_1^2}, \\ C &= 4 \cdot \frac{(a_1 + a_2)^2 a_1 a_4}{a a_2^3 a_3} \cdot \frac{1 + \frac{a_1}{a_2} + \frac{a_2}{a_1} + \frac{a_2^2}{a_1 a_3}}{3 + 4 \frac{a_2}{a_3}} \left(\frac{t_2}{t} \right)^3 \end{aligned} \right\} \quad (2.14)$$

Bei kleinen Querträgerabständen muß man wegen der Schubverformungen A durch A^* [5.12] ersetzen

$$A^* = \frac{A}{1 + \frac{2}{3} (1 + \nu) \frac{a_2 + a_3}{a_1 + a_2} a_2 a_3 \left(\frac{a}{t} \right)^2} \quad (2.15)$$

Schließlich müssen wir noch die Schubsteifigkeit $G F_s$ der Längsrippen und Querträger ermitteln. Schubspannungen und -verformungen sind über dem Querschnitt veränderlich; da wir aber Ebenbleiben der Querschnitte vorausgesagt haben, geht in Gl. (2.4) nur die mittlere Schubverformung der Querschnitte

$$\bar{\vartheta} = \frac{Q}{G F_s} = \int \frac{\tau}{G} dF$$

ein. Auf Grund der bekannten Beziehungen $\tau = Q \bar{\tau} = \frac{Q}{J} \bar{\tau}$ ergibt sich daraus die Gleichung für die Schubfläche

$$F_s = \frac{J^2}{\int \left(\frac{\bar{\tau}}{t} \right)^2 dF}$$

Bei den üblichen Fahrbahnprofilen brauchen wir die Integration $\int \left(\frac{\bar{\tau}}{t} \right)^2 dF$ über den unteren Flansch nicht auszuführen, da seine Breite

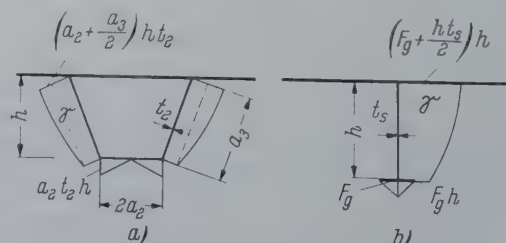


Bild 4. Bestimmung der wirksamen Schubfläche F_s

²⁾ Die allgemeingültigen Formeln sind in [5] unter (5.4) angegeben.

immer wesentlich kleiner ist als die Steghöhe (Bild 4). Außerdem können wir mit guter Näherung annehmen, daß der Schwerpunkt in der Mittelfläche des Deckblechs liegt, da die Obergurtflächen immer viel größer sind als die Untergurtflächen und Stege (wodurch auch die Integration über den Obergurt entfällt). Unter diesen Annahmen erhält man für die Längsrippen (Bild 4 a)

$$F_s = 2 h t_2 \frac{h}{a_3} \left[1 - \frac{1}{6} \cdot \frac{1}{1 + 5 \frac{a_2}{a_3} + \frac{15}{2} \left(\frac{a_2}{a_3} \right)^2} \right] \quad (2.16)$$

und für die Querträger (Bild 4 b)

$$F_s = h t_2 \left[1 - \frac{1}{6} \cdot \frac{1}{1 + 5 \frac{F_g}{h t} + \frac{15}{2} \left(\frac{F_g}{h t} \right)^2} \right] \quad (2.17)$$

Die echten Querkraftverformungen des Deckblechs infolge \bar{Q}_y kann man immer vernachlässigen, da sie die Größe K_{xy} in Gleichung (2.5) nur um den Faktor $\frac{1}{1 + \frac{3}{5(1-\nu)} \cdot \frac{t^2}{a_1 a_2}}$, der praktisch immer gleich 1 ist, ändern.

2.2 Lösung der Gleichungen

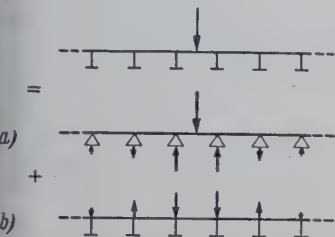


Bild 5. Belastungsumordnung:
a) Starre Querträger,
b) Einfluß der Querträgerelastizität

Bei der schubstarrten Platte [5] haben wir zunächst die Momente für die Platte mit starren Querträgern und anschließend die Korrektur infolge der Querträgerelastizität bestimmt (Bild 5). Diese Aufteilung hat sich als besonders vorteilhaft erwiesen, weil man im Falle starrer Querträger die statischen Größen als Einfachreihe (nach den Eigenfunktionen des Knickstabes)

$$\left. \begin{aligned} M_x &= \sum M_m(y) \varphi_m''(x), & \bar{M}_{xy} &= \sum \bar{M}_m(y) \varphi_m'(x) \\ \vartheta'' &= \sum \vartheta_m(y) \varphi_m''(x), & p &= \sum p_m(y) \varphi_m''(x) \end{aligned} \right\} \quad (2.18)$$

ansetzen kann und nur für die Korrekturen infolge der Querträgerelastizität eine Doppelreihe auswerten muß. Bei dem Ansatz (2.18) stimmen Entwicklungsrichtung und Haupttragrichtung der Plattenfelder überein, so daß die Reihen gut konvergieren. Außerdem erübrigt sich eine statisch unbestimmte Rechnung — d. h. Aufschneiden der Platte über den Querträgern, Einführung der Stützmomente, Aufstellung und Lösung der Kontinuitätsgleichungen —, weil die statisch unbestimmte Lagerung der Plattenfelder durch die Entwicklungsfunktionen unmittelbar erfaßt wird.

Diese Vorteile bleiben auch bei der Berechnung einer schubweichen Platte bestehen, wenn wir als Entwicklungsfunktionen $\varphi(x)$ die Eigenfunktionen des schubweichen Knickstabes verwenden. Insbesondere erfassen wir durch diesen Ansatz unmittelbar die Schubverformungen, wie im folgenden Abschnitt gezeigt wird.

2.21 Eigenfunktionen des „schubweichen“ Knickstabes

Aus den bekannten Gleichgewichtsaussagen für den Knickstab (Bild 6)

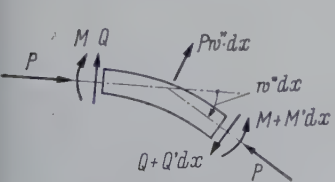


Bild 6. Gleichgewicht am Element eines Druckstabes

$$\left. \begin{aligned} Q' &= P w'' \equiv P \varphi'' \\ M' &= Q \end{aligned} \right\} \quad M'' = P \varphi''$$

und der Elastizitätsbeziehung (2.7) für den schubweichen Balken, die beim Druckstab

$$\begin{aligned} M &= -B_x \left(\varphi'' - \frac{Q'}{K_x} \right) \\ &= -B_x \left(1 - \frac{P}{K_x} \right) \varphi'' \end{aligned}$$

lautet, folgt die Differentialgleichung

$$\varphi'''' + \frac{P \varphi''}{B_x \left(1 - \frac{P}{K_x} \right)} = 0.$$

Mit der Abkürzung

$$\left(\frac{\alpha}{l} \right)^2 = \frac{P}{B_x \left(1 - \frac{P}{K_x} \right)}$$

läßt sich diese Gleichung auf die gleiche Form bringen, wie bei einem schubstarrten Druckstab [3.4]

$$\varphi'''' + \left(\frac{\alpha}{l} \right)^2 \varphi'' = 0. \quad (2.19)$$

Daß die Eigenwerte nicht die gleichen sind, liegt an den Randbedingungen. Zum Beispiel ist an einer Einspannstelle nicht mehr $w' = 0$ sondern $\beta = 0$ mit [vgl. Gl. (2.4)]

$$\beta = \varphi' - \frac{Q}{K_x} = \varphi' - \frac{M'}{K_x} = \varphi' + \frac{B_x}{K_x} \left(1 - \frac{P}{K_x} \right) \varphi''.$$

Für die Rechnung ist es zweckmäßig, P durch α zu ersetzen

$$P = \left(\frac{\alpha}{l} \right)^2 \frac{B_x}{1 + \frac{B_x}{K_x} \left(\frac{\alpha}{l} \right)^2}, \quad 1 - \frac{P}{K_x} = \frac{1}{1 + \frac{B_x}{K_x} \left(\frac{\alpha}{l} \right)^2},$$

und die Steifigkeitszahl

$$\zeta_x = \frac{B_x}{K_x l^2} \quad (2.20)$$

einzuführen. Man erhält dann

$$\beta = \varphi' + \frac{B_x}{K_x} \frac{\varphi''}{1 + \zeta_x \alpha^2}; \quad (2.21)$$

die Gleichung für das Biegemoment lautet damit

$$M = -B_x \beta' = -\frac{B_x \varphi''}{1 + \zeta_x \alpha^2}. \quad (2.22)$$

Auch für die Eigenfunktionen φ des „schubweichen“ Knickstabes gilt die Orthogonalitätsrelation [3.5]

$$\int \varphi_m \varphi_n'' dx = 0 \quad (m \neq n). \quad (2.23)$$

An Hand von zwei Beispielen wollen wir zeigen, wie man die Entwicklungsfunktionen $\varphi(x)$ explizit bestimmt. Da die meisten Fahrbahnplatten über sehr viele Querträger durchlaufen, benötigen wir zu ihrer Berechnung Eigenfunktionen für einen Balken über unendlich viele Stützen. Zu solchen Entwicklungsfunktionen kann man, wie in [5] gezeigt ist, auf zwei Wegen gelangen: Entweder vernachlässigt man in den unbelasteten Außenfeldern die Torsionssteifigkeit oder man verwendet periodische Systeme.

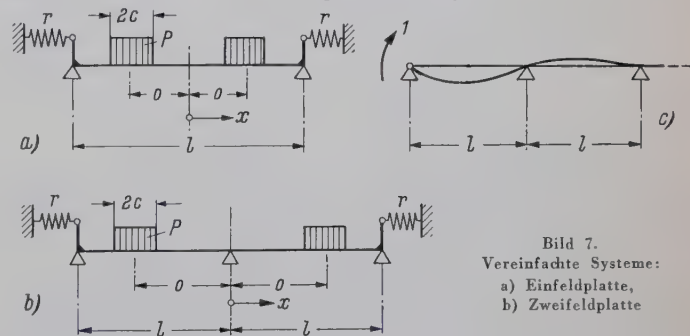


Bild 7. Vereinfachte Systeme:
a) Einfeldplatte,
b) Zweifeldplatte

Als erstes behandeln wir das beiderseits elastisch eingespannte Plattenfeld (Bild 7 a). Dieses System ergibt sich, wenn man die Außenfelder der Platte als torsionsschlaffen Trägerrost auffaßt. Es eignet sich besonders zur Berechnung der größten Feldmomente, für die meistens nur das betreffende Feld zu belasten ist. Da von der Gesamtlast nur die symmetrische Lastgruppe ein Feldmoment liefert, brauchen wir nur die symmetrischen Eigenfunktionen zu ermitteln. Sie ergeben sich aus der allgemeinen Lösung der Differentialgleichung (2.19)

$$\varphi(x) = A \cos \xi + B \sin \xi + C \xi + D \quad \text{mit} \quad \xi = \alpha \frac{x}{l}, \quad (2.24)$$

wenn man die starre Lagerung an den Stützen berücksichtigt, zu

$$\varphi(x) = \cos \xi - \cos \frac{\alpha}{2}, \quad \varphi''(x) = -\left(\frac{\alpha}{l} \right)^2 \cos \xi. \quad (2.25)$$

Außerdem müssen wir noch fordern, daß die Neigung β der Rippenquerschnitte (nicht w') an der Stütze stetig verläuft. Sie muß gleich der Neigung eines „schubweichen“ Balkens auf unendlich vielen Stützen sein (Bild 7 c), der durch ein Endmoment belastet ist (3.6)

$$\beta = \frac{M l}{2 B_x} \sqrt{\frac{1 + 12 \zeta_x}{3}}.$$

Hieraus folgt mit den Gleichungen (2.21) und (2.22) die Eigenwertgleichung

$$\operatorname{tg} \frac{\alpha}{2} = -\frac{\alpha}{2} \sqrt{\frac{1 + 12 \zeta_x}{3}}, \quad (2.26)$$

die sich nur um den Faktor $\sqrt{1 + 12 \zeta_x}$ von der entsprechenden Gleichung [3.56] für den schubstarrten Fall unterscheidet. Die

Gleichung für den Lastkoeffizienten lautet wie bei einer schubstarrten Platte

$$P_m \varphi_m'' = \frac{\int p_m dx}{\int \varphi_m'' \varphi_m dx} \varphi_m'' = \frac{4P}{l} \frac{\frac{\sin \gamma}{\gamma} \cos \omega - \cos \frac{\alpha}{2}}{1 - \frac{\sin \alpha}{\alpha}} \cos \xi. \quad (2.27)$$

Sinngemäß findet man für die elastisch eingespannte Zweifeldplatte (Bild 7 b) — dem System, in dem man zweckmäßig die Stütz-momente berechnet — die Eigenfunktion

$$\varphi = 1 - \cos \xi - \frac{1 - \cos \alpha}{\alpha - (1 - \xi_x \alpha^2) \sin \alpha} [\xi - (1 - \xi_x \alpha^2) \sin \xi], \quad (2.28)$$

die Eigenwertgleichung

$$1 + \xi_x \alpha^2 - \frac{\alpha}{\operatorname{tg} \alpha} = 2 \sqrt{\frac{3}{1 + 12 \xi_x}} \left[1 - (1 + \xi_x \alpha^2) \frac{\operatorname{tg} \alpha/2}{\alpha/2} \right] \quad (2.29)$$

und den Belastungswert

$$P_m \varphi_m'' = \frac{2P}{l} \frac{1 - \frac{\sin \gamma}{\gamma} \cos \omega - \frac{\omega(1 - \cos \alpha)}{\alpha - (1 + \xi_x \alpha^2) \sin \alpha} \left[1 - (1 + \xi_x \alpha^2) \frac{\sin \gamma}{\gamma} \frac{\sin \omega}{\omega} \right]}{1 + \frac{[\alpha \cos \alpha - (1 + \xi_x \alpha^2) \sin \alpha]^2 \sqrt{3(1 + 12 \xi_x)} + 6 \xi_x \alpha^2 (3 + \xi_x \alpha^2) (1 - \cos \alpha)^2}{6 [\alpha - (1 + \xi_x \alpha^2) \sin \alpha]^2}} \times$$

$$\times \left[\cos \xi - \frac{1 - \cos \alpha}{\alpha - (1 + \xi_x \alpha^2) \sin \alpha} (1 + \xi_x \alpha^2) \sin \xi \right]. \quad (2.30)$$

Als nächstes bestimmen wir die Eigenfunktionen für eine Zweifeldplatte mit einer elastischen Mittelstütze, die man als Teilsystem bei dem periodischen System nach Bild 8 b erhält. Wenn man x vom Rande aus zählt, haben die Eigenfunktionen die Form

$$\varphi = B \sin \xi + C \xi.$$

Hierin ist schon berücksichtigt, daß $\varphi(0) = 0$ und $M(0) = 0$ ist. Als Übergangsbedingungen an der Stütze haben wir die Symmetrie-

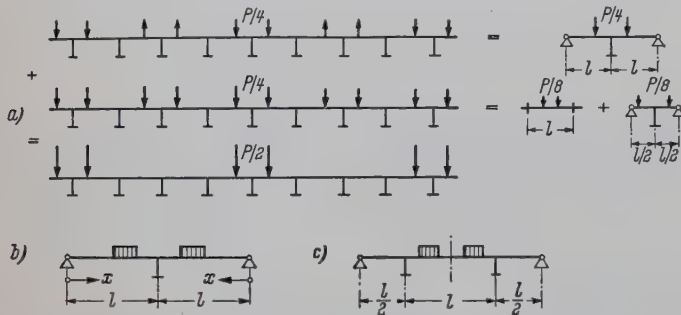


Bild 8. Periodisches System:

a) Überlagerung, b), c) Teilsysteme mit „elastischen“ Querträgern

bedingung $\beta = 0$ und die Gleichgewichtsbedingung für die elastische Stütze: $2Q + rw = 2M' + rw = 0$. Hieraus erhalten wir mit den Beziehungen (2.21), (2.22) für β und M und mit der dimensionslosen Elastizitätszahl

$$\Phi = \frac{B_x}{r l^3} \quad (2.31)$$

für die Mittelstütze die beiden Gleichungen für B und C

$$\beta(l) = 0 : \quad B \frac{\cos \alpha}{1 + \xi_x \alpha^2} + C = 0$$

$$2 \left[M'(l) - B_x \left(\frac{\alpha}{l} \right)^2 \beta(l) \right] + r \varphi(l) = 0 : B \sin \alpha + \alpha C (1 - 2\alpha^2 \Phi) = 0$$

und die Eigenwertgleichung

$$\frac{\operatorname{tg} \alpha}{\alpha} = \frac{1 - 2\alpha^2 \Phi}{1 + \xi_x \alpha^2}, \quad (2.32)$$

die auch für das System Bild 8 c gilt. Die Eigenfunktion lautet wie bei der schubstarrten Platte

$$\varphi = \sin \xi - \frac{x}{l} \frac{\sin \alpha}{1 - \alpha^2 \Phi}, \quad \varphi'' = - \left(\frac{\alpha}{l} \right)^2 \sin \xi. \quad (2.33)$$

2.22 Starre Querträger

Führt man den Ansatz (2.18) in die (partiellen) Gleichungen (2.6, 10, 11) der Hohlrippenplatte ein, beachtet dabei die Differentialgleichung (2.19) und die Orthogonalitätsrelation (2.23) für die Funktionen φ , so lassen sie sich zu einer gewöhnlichen Differentialgleichung zusammenfassen. Aus Gleichung (2.6) und (2.10) folgt

$$\bar{M}_m = \frac{B_{xy}}{B_x} \frac{1 + \frac{B_x}{K_x} \left(\frac{\alpha_m}{l} \right)^2}{1 + \frac{B_{xy}}{K_{xy}} \left(\frac{\alpha_m}{l} \right)^2 \left(1 + \frac{1}{A \left(\frac{\alpha_m}{l} \right)^4 + C} \right)} M_m. \quad (2.34)$$

Damit läßt sich \bar{M}_{xy} aus Gleichung (2.11) eliminieren und wir erhalten schließlich die „Plattengleichung“

$$\left(\frac{l}{\alpha_m \kappa_m^*} \right)^2 M_m'' - M_m = - \frac{P_m l^2}{\alpha_m^2}, \quad (2.35)$$

die die gleiche Form hat wie bei der schubstarrten Platte. Die Steifigkeitszahl κ_m^* beträgt mit der Abkürzung

$$H_m = 2B + \frac{B_{xy}}{1 + \frac{B_x}{K_x} \left(\frac{\alpha_m}{l} \right)^2 \left(1 + \frac{1}{A \left(\frac{\alpha_m}{l} \right)^4 + C} \right)} \quad (2.36)$$

für die effektive Torsionssteifigkeit und der Gleichung (2.20)

$$\kappa_m^{*2} = \frac{B_x}{(1 + \xi_x \alpha_m^2) H_m} = \frac{\kappa_m^2}{1 + \xi_x \alpha_m^2}. \quad (2.37)$$

Sie unterscheidet sich von dem Wert κ_m^2 für die schubstarre Platte

[3.15, 5.10] nur um den Faktor $\frac{1}{1 + \xi_x \alpha_m^2}$; sie muß kleiner sein

als κ_m^2 , da durch die Schubweichheit die Längsrippen gegen Verformungen in z -Richtung weicher werden. Aus Gl. (2.35) folgt, daß wir die Formeln für die schubstarre Platte ([5] — Abschnitt [3.1]) auch für die schubweiche verwenden können, wir müssen darin lediglich κ_m durch κ_m^* ersetzen. Dies gilt auch für die Platte mit exzentrischen Steifen.

Bei Flächenlasten spaltet man zur Konvergenzverbesserung die Trägerrostmomente ab. Diese kann man durch einfache Balkenstatik ermitteln; sie werden für den schubweichen Trägerrost im Abschnitt 3 abgeleitet.

2.23 Elastische Querträger

Wir müssen nun noch den Fall elastischer Querträger behandeln, um die Korrekturmomente infolge der Querträgerelastizität er-

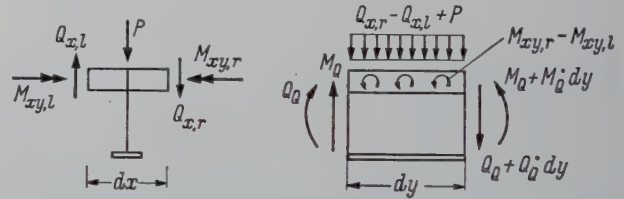


Bild 9. Gleichgewicht am Querträgererelement

mitteln zu können. Nach Bild 9 erhalten wir die Gleichgewichtsaussagen für die Querträger

$$\dot{Q}_Q = Q_{x,l} - Q_{x,r} - P = M'_{x,l} - M'_{x,r} - P$$

$$\text{und} \quad M'_Q = Q_Q + M_{xy,l} - M_{xy,r},$$

die sich zu einer Gleichung zusammenfassen lassen

$$M'_Q = M'_{x,l} - M'_{x,r} + M'_{xy,l} - M'_{xy,r} - P. \quad (2.38)$$

Infolge der Schubverformungen hat die Biegelinie der Längsrippen am Querträger einen Knick ($w_l' \neq w_r'$). Aus diesen Grunde verläuft auch die Verwindung χ' der Hohlrippen über den Querträgern hinweg nicht mehr stetig ($\chi'_l \neq \chi'_r$), so daß sie ein Torsionsmoment $\bar{M}_{xy,l} - \bar{M}_{xy,r}$ am Querträger absetzen. Dieses Glied können wir aber ohne weiteres vernachlässigen, da die Torsionssteifigkeit der Plattenfelder das Korrekturmoment nur wenig beeinflusst, wie der Verfasser in [5] gezeigt hat. Außerdem gilt das Elastizitätsgesetz $\bar{M}_{xy} = -B_{xy} \chi'$ im Stützbereich nicht mehr exakt, weil dort die von uns vernachlässigten Wölbkräfte eine große Rolle spielen, sie sorgen dafür, daß die Verwindung stetig verläuft.

Die Elastizitätsbeziehungen für die Querträger lauten, wenn man die Schubweichheit berücksichtigt und Ebenbleiben der Querschnitte fordert, in Analogie zu den Gleichungen (2.4) und (2.7)

$$\frac{\partial v}{\partial z} = \beta_y = w' - \frac{Q_Q}{G F_s} \quad (2.39)$$

$$\text{und} \quad M'_Q = -E J_Q \beta_y' = -E J_Q \left(w'' - \frac{Q'_Q}{G F_s} \right). \quad (2.40)$$

⁵⁾ Das Drillungsmoment \tilde{M}_{xy} im Flachblech läuft stetig durch, da das Flachblech praktisch keine Querkraftverformungen erleidet und somit ohne Knick über dem Querträger durchläuft.

Nach Einsetzen dieser Elastizitätsbeziehung in die Gleichgewichts-
aussage erhält man die Gleichung für die elastische Stützung an den
Querträgern

$$EJ_Q w'''' - \frac{B_y}{K_y} (M_l' - M_r' - P)'' + M_l' - M_r' - P = 0. \quad (2.41)$$

Darin sind

$$B_y = \frac{EJ_Q}{l} \quad \text{und} \quad K_y = \frac{GF_s}{l} \quad . . . \quad (2.42)$$

die auf den Querträgerabstand l bezogene Biege- und Schubsteifig-
keit der Querträger.

Die weitere Rechnung verläuft genau wie bei der schubstarren
Platte [5]. Mit Hilfe des einfachen φ -Ansatzes $w = \sum w_m(y) \varphi_m(x)$,
den wir bei der starr gestützten Platte benutzt haben, können wir
die Änderung der Momente infolge der Querträgerelastizität nicht
ermitteln, da sich mit diesem Ansatz die Gleichung (2.41) nicht
exakt erfüllen und sich außerdem die Verformung von Platte und
Querträger nicht auf der ganzen Querträgerlänge zur Überein-
stimmung bringen läßt. Wir müssen vielmehr die Lösung in y -Rich-
tung entwickeln. Das trifft glücklicherweise zusammen mit der Regel,
daß man nach Möglichkeit in der jeweiligen Haupttragrichtung der
Platte entwickeln soll. Denn bei dem Lastfall nach Bild 5 b, der
für die Bestimmung der Korrekturmomente maßgebend ist, werden
die Lasten im wesentlichen seitlich abgetragen. Um nun auch gleich-
zeitig das elastische Verhalten der Plattenfelder in einfacher Weise
erfassen zu können, entwickeln wir in Längsrichtung wieder nach
den Eigenfunktionen des Knickstabes:

$$\left. \begin{aligned} w &= \sum_m \sum_n w_{mn} \varphi_{mn}(x) \psi_n(y) \\ M_x &= \sum_m \sum_n M_{mn} \varphi_{mn}'(x) \psi_n(y) \end{aligned} \right\} \quad . . . \quad (2.43)$$

Die Auswertung dieser Doppelreihe ist nicht so langwierig, wie man
erwarten möchte. Die Querträger verhalten sich nämlich für die
höheren Entwicklungsfunktionen ψ wie starre Träger, so daß die
Reihen für die Korrekturmomente — d. h. die Momentendifferenz
zwischen der elastisch und der starr gestützten Platte — immer sehr
schnell konvergieren. Für die ersten Glieder der ψ -Reihe biegt sich
die Platte nach allen Richtungen großwellig durch; dabei werden
die Plattenfelder nur wenig verwunden, so daß ihre Torsionssteifig-
keit das Kräftespiel kaum beeinflußt. Die Fahrbahnplatte wirkt im
wesentlichen als ein torsionsschlaffer Trägerrost, der sich mit Hilfe
der Balkenstatik einfach berechnen läßt (Abschnitt 3). Daraus folgt,
daß wir normalerweise die Auswertung der Reihenentwicklung in
 x -Richtung umgehen können, wir müssen lediglich die Trägerrost-
momente ein wenig korrigieren.

2.231 Gelenkig gelagerte Querträger

Am einfachsten wird die Rechnung für eine seitlich gelenkig ge-
lagerte Platte. Als Entwicklungsfunktionen in y -Richtung kommen
die Funktionen $\psi = \sin \frac{n\pi y}{L}$ in Betracht, die die Plattengleichung
(2.35), die Bedingungen für die elastische Stützung der Platte an
den Querträgern (2.41) und für die gelenkige Lagerung an den
Hauptträgern erfüllen. Die Lösung lautet, wie sich unmittelbar aus
Gleichung (2.35) ergibt,

$$M = \sum_m \sum_n \frac{P_{mn} l^2 \varphi_{mn}''}{\alpha_m^2 \left[1 + \left(\frac{n\pi l}{\alpha_m x_m^* L} \right)^2 \right]} \sin \frac{n\pi y}{L}$$

$$\text{mit } P_{mn} = \frac{\iint p \varphi_{mn} \sin \frac{n\pi y}{L} dx dy}{\iint \varphi_{mn} \varphi_{mn}' \sin^2 \frac{n\pi y}{L} dx dy}.$$

Für die Zahlenrechnung spaltet man zweckmäßig das Trägerrost-
moment

$$M_0 = \sum_m \sum_n \frac{P_{mn} l^3}{\alpha_m^3} \varphi_{mn}'' \sin \frac{n\pi y}{L}$$

ab, das sich einfacher direkt — ohne Auswerten der Reihe — be-
stimmen läßt (Abschnitt 3). Damit wird

$$M = M_0 - \sum_m \sum_n \frac{P_{mn} l^2 \varphi_{mn}''}{\alpha_m^2 \left[1 + \left(\frac{\alpha_m x_m^* L}{n\pi l} \right)^2 \right]} \sin \frac{n\pi y}{L}, \quad (2.44)$$

wofür wir auch näherungsweise schreiben können (vgl. [3.42])

$$M \approx \sum_n \frac{M_{0,n}}{1 + \left(\frac{n\pi l}{\alpha_1 x_1^* L} \right)^2} \quad . . . \quad (2.45)$$

Die Elastizitätszahl der Querträger (2.31), die für die Berechnung
der Trägerrostmomente M_0 (Abschnitt 3) und der Eigenwerte α
benötigt wird, folgt aus Gleichung (2.41)

$$\Phi = \frac{B_x}{B_y} \left(\frac{L}{n\pi l} \right)^4 \left[1 + \frac{B_y}{K_y} \left(\frac{n\pi}{L} \right)^2 \right] \quad . . . \quad (2.46)$$

2.232 Durchlaufende Querträger

Bei der Platte mit durchlaufenden Querträgern müssen wir die
statistischen Größen in Querrichtung nach den Eigenfunktionen ψ des
schubweichen schwingenden Balkens entwickeln. Durch diesen Ansatz
werden die Schubverformungen der Querträger unmittelbar erfaßt.
Die Differentialgleichung für die Funktionen ψ läßt sich am ein-
fachsten aus den Gleichungen (2.38—41) ableiten, wenn man darin
 $M_{xy} M_{xy} = 0$ und P gleich der „Massenkraft“ $\mu \omega^2 w \equiv EJ_Q k^4 \psi$ des
schwingenden Balkens setzt,

$$\psi'''' + k^4 \left(\frac{B_y}{K_y} \psi'' - \psi \right) = 0. \quad . . . \quad (2.47)$$

Zur Aufstellung der Randbedingungen benötigen wir noch die
Neigung der Querschnitte (2.39)

$$\beta_y = \psi' - \frac{Q_Q}{GF_s} = \psi' + \frac{B_y}{K_y} \left(\psi'''' + \frac{B_y}{K_y} k^4 \psi \right), \quad (2.48)$$

und die Beziehung für das Querträgermoment (2.40)

$$M_Q = -EJ_Q \beta_y' = -EJ_Q \left(\psi'' + \frac{B_y}{K_y} k^4 \psi \right). \quad (2.49)$$

Die allgemeine Lösung für die Eigenfunktionen der Gleichung (2.47)
lautet

$$\psi(y) = A_1 \cos \lambda_1 y + B_1 \sin \lambda_1 y + A_2 \cos \lambda_2 y + B_2 \sin \lambda_2 y \quad (2.50)$$

mit den Parametern

$$\lambda_{1,2} = k \sqrt[4]{1 + \left(\frac{B_y k^2}{2 K_y} \right)^2 \pm \frac{B_y k^2}{2 K_y}}, \quad \lambda_1 \lambda_2 = k^2. \quad (2.51)$$

Für die Funktionen ψ gelten die Orthogonalitätsrelationen

$$\int \left(\psi_m - \frac{B_y}{K_y} \psi_m'' \right) \psi_n dy = 0 \quad \text{und} \quad \int \psi_m'''' \psi_n dy = 0 \quad (m \neq n). \quad (2.52)$$

Im Falle der gelenkigen Lagerung an den Enden wird

$$\psi_n = \sin \frac{n\pi y}{L}, \quad \lambda_2 = \frac{n\pi}{L} \quad \text{und} \quad k_n^4 = \left(\frac{n\pi}{L} \right)^4 \frac{1}{1 + \frac{B_y}{K_y} \left(\frac{n\pi}{L} \right)^2}. \quad (2.53)$$

Wenn wir nun den Ansatz (2.43) in die Gleichung (2.41) für die
elastische Stützung einführen und dabei die Differentialgleichung
(2.47) für die Funktionen ψ beachten, erhalten wir die Beziehung

$$EJ_Q k_n^4 w_{mn} \varphi_{mn} + (M_l - M_r - P)_{mn} \varphi_{mn}''' = 0.$$

Die daraus folgende Elastizitätszahl

$$\Phi = \frac{B_x}{B_y} \left(\frac{1}{k_n l} \right)^4, \quad . . . \quad (2.54)$$

hat die gleiche Form wie bei einer Platte mit schubstarren Quer-
trägern [3.45]. Die Schubweichheit der Querträger ist im Eigen-
wert k enthalten, wie man am Beispiel des gelenkig gelagerten
Balkens (2.53) sieht.

Die Koeffizienten M_{mn} müssen wir mit Hilfe der Plattengleichung
bestimmen. Wir gehen dazu am besten von der zusammengefaßten
Gleichung (2.35) aus, die wir noch etwas anders schreiben, damit
wir die Orthogonalitätsrelation (2.52) für die Funktionen ψ an-
wenden können,

$$M_\mu - \frac{B_y}{K_y} M_\mu'' - \left(\frac{l}{x_\mu^* \alpha_\mu} \right)^2 \left(M_\mu'' - \frac{B_y}{K_y} M_\mu'''' \right) = \left(\frac{l}{\alpha_\mu} \right)^2 \left(p_\mu - \frac{B_y}{K_y} p_\mu'' \right).$$

Hieraus folgt mit $M_\mu = \sum_\nu M_{\mu\nu} \varphi_{\mu\nu}' \psi_\nu$ [s. Gl. (2.43)]

$$\sum_\nu \sum_\mu M_{\mu\nu} \left(\frac{\alpha_\mu}{l} \right)^2 \left[\left(\psi_\nu - \frac{B_y}{K_y} \psi_\nu'' \right) - \left(\frac{l}{x_\mu^* \alpha_\mu} \right)^2 \left(\psi_\nu'' - \frac{B_y}{K_y} \psi_\nu'''' \right) \right] \varphi_{\mu\nu}'' = p - \frac{B_y}{K_y} p''.$$

Diese Gleichung multiplizieren wir mit $\delta w = \delta w_{mn} \varphi_{mn}(x) \psi_n(y)$
und integrieren über den ganzen Plattenbereich. Wir erhalten eine
Gleichung in der alle Koeffizienten M_{mn} vorkommen, da die zweite
Ableitung ψ'' — abgesehen von der gelenkig gelagerten Platte —
nicht zu den Funktionen ψ orthogonal ist. Die Nebenglieder können
wir aber vernachlässigen, da sie von der Torsionssteifigkeit der

Platte herrühren, die in den meisten Fällen die Momente infolge der Querträgerelastizität nur wenig beeinflußt. Wir erhalten dann eine ähnliche Beziehung wie bei der gelenkig gelagerten Platte

$$M_{mn} = \frac{p_{mn} l^2}{\alpha_m^2 \left[1 + \left(\frac{k_n l}{\alpha_m \bar{\alpha}_m^*} \right)^2 \right]}$$

mit dem Lastkoeffizienten

$$p_{mn} = \frac{\int \int p \varphi_{mn} \psi_n dx dy}{\int \varphi_{mn} \varphi_{mn}' dx \int \psi_n^2 dy} \quad \dots (2.55)$$

und der Torsionszahl [vgl. Gleichung (2.37)]

$$\bar{\alpha}_m^{*2} = \frac{k_n^2 \int \psi_n^2 dy}{\int \psi_n'' \psi_n dy} = \frac{\alpha_m^{*2} \int \psi_n^2 dy}{\int \psi_n \psi_n dy} \quad (2.56)$$

die beide die gleiche Form haben wie die entsprechenden Ausdrücke [3.46] und [3.47] bei einer Schubstarren Platte.

Zur Verbesserung der Konvergenz spalten wir wieder das Trägerrostmoment

$$M_0 = \sum_m \sum_n \frac{p_{mn} l^2}{\alpha_m^2} \varphi_{mn}' \psi_n \quad \dots (2.57)$$

ab. Es läßt sich einfacher mit Hilfe der Balkenstatik als durch Auswerten der Doppelreihe ermitteln (Abschnitt 3); ein Trägerrost verhält sich nämlich bei einer Belastung, die die Form einer Eigenfunktion ψ hat, wie ein Balken auf elastischen Stützen. Damit lautet die Gleichung für das Längsrippenmoment

$$M = M_0 - \sum_m \sum_n \frac{p_{mn} l^2 \varphi_{mn}'' \psi_n}{\alpha_m^2 \left[1 + \left(\frac{\alpha_m \bar{\alpha}_m^*}{k_n l} \right)^2 \right]} \quad \dots (2.58)$$

Bei den üblichen Fahrbahnausführungen genügt die Näherung

$$M \approx \sum_n \frac{M_{0,n}}{1 + \left(\frac{k_n l}{\alpha_1 \bar{\alpha}_1^*} \right)^2} \quad \dots (2.59)$$

3. Trägerrostmomente

Die Berechnung der Momente in einer Platte wird bedeutend einfacher, wenn man die Trägerrostmomente abspaltet und für sich ermittelt, weil dann die Reihen für die Plattenmomente wesentlich schneller konvergieren und weil sich die Trägerrostmomente auf dem direkten Wege viel schneller berechnen lassen als mit Hilfe einer Reihe. Wir wollen in diesem Abschnitt zeigen, wie man die Momente in einem schubweichen Trägerrost bestimmt, da dieser Fall in der Literatur noch nicht behandelt worden ist.

3.1 Starre Querträger

Bei einem Trägerrost mit starren Querträgern wirkt jede Längsrippe für sich wie ein Balken auf starren Stützen. Die allgemeine Elastizitätsgleichung für die Stützmomente

$$\sum_i X_i \delta_{ik} + \delta_{k0} = 0 \quad \text{mit} \quad \delta_{ik} = \int \frac{M_i M_k}{B_x} dx + \int \frac{Q_i Q_k}{K_x} dx \quad (3.1)$$

lautet für einen schubweichen Balken mit konstanten Querschnittswerten (Bild 10)

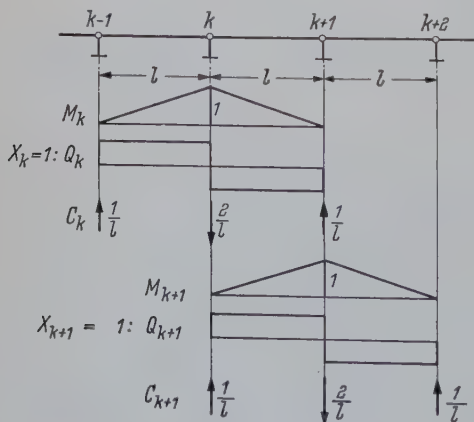


Bild 10. Zur Berechnung des Trägerrostes

$$(1 - 6 \zeta_x) X_{k-1} + 2(2 + 6 \zeta_x) X_k + (1 - 6 \zeta_x) X_{k+1} = Z_k, \quad (3.2)$$

darin ist $\zeta_x = \frac{B_x}{K_x l^2}$ ein Maß für die Schubsteifigkeit (2.20) und

$$Z_k = -\frac{6 B_x}{l} \delta_{k0} = -\frac{6}{l} \left[\int M_k M_0 dx + \frac{B_x}{K_x} \int Q_k Q_0 dx \right] \quad (3.3)$$

der Belastungswert. Dreigliedrige Gleichungen der Form

$$A X_{k-1} + 2 B X_k + A X_{k+1} = Z_k$$

sind in [7] (Abschnitt 3) für die Lastfälle, die bei der Plattenrechnung am meisten benötigt werden, gelöst. Die homogenen Gleichungen werden durch den Ansatz

$$X_k = C_1 t^k + C_2 t^{-k}$$

erfüllt, mit

$$(1 - 6 \zeta_x) t = -(2 + 6 \zeta_x) + \sqrt{3(1 + 12 \zeta_x)} < 1. \quad (3.4)$$

Aus der allgemeinen Beziehung für die Stützmomente in einem Durchlaufträger über unendlich viele Querträger mit einem symmetrisch belasteten Innenfeld (vgl. [7] Gleichung (3.13))

$$X_k = \frac{Z_0 t^k}{2 B + A + A t} = \frac{Z_0 t^k}{B + A + \sqrt{B^2 - A^2}}$$

folgt mit den speziellen Werten

$$Z_0 = -\frac{3}{8} P l \left[1 - \frac{4}{3} \left(\frac{c}{l} \right)^2 \right], \quad B + A = 3 \quad \text{und} \quad B - A = 1 + 12 \zeta_x$$

für den Lastfall „Streckenlast in Feldmitte“ (Bild 11)

$$X_k = -\frac{3}{8} P l \frac{1 - \frac{4}{3} \left(\frac{c}{l} \right)^2}{3 + \sqrt{3(1 + 12 \zeta_x)}} t^k \quad \dots (3.5)$$

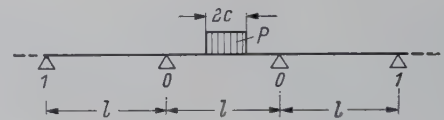


Bild 11. Durchlaufträger mit belastetem Innenfeld

Für ein Randmoment, das an einem Balken auf unendlich vielen Stützen angreift (Bild 7 c), ergibt sich die Neigung des Endquerschnittes

$$\begin{aligned} \beta &= \int \frac{M \bar{M}}{B_x} dx + \int \frac{Q \bar{Q}}{K_x} dx = \frac{M l}{6 B_x} (2 + t) + \frac{M}{l K_x} (1 - t) \\ &= \frac{M l}{2 B_x} \sqrt{\frac{1 + 12 \zeta_x}{3}} \quad \dots (3.6) \end{aligned}$$

3.2 Elastische Querträger

Für einen Trägerrost mit elastischen Querträgern wird die Rechnung am einfachsten, wenn wir die statischen Größen nach den Eigenfunktionen des schwingenden Balkens (2.50) entwickeln. Für jede dieser Eigenfunktionen verhalten sich die Längsrippen wie Balken auf elastischen Stützen; die dimensionslose Stützsteifigkeit Φ für schubweiche Querträger ist durch die Gleichung (2.54) gegeben, die für den Sonderfall gelenkiger Lagerung in Gleichung (2.46) übergeht. Bei der Aufstellung der Elastizitätsgleichungen (3.1) für einen Balken auf elastischen Stützen muß man noch die virtuelle Arbeit der Stützkkräfte berücksichtigen (Bild 10), damit lauten die Gleichungen für die Stützmomente in einem schubweichen Balken auf elastischen Stützen mit konstanten Querschnittswerten

$$\begin{aligned} 6 \Phi X_{k-2} + (1 - 6 \zeta_x - 24 \Phi) X_{k-1} + 2(2 + 12 \zeta_x + 18 \Phi) X_k \\ + (1 - 6 \zeta_x - 24 \Phi) X_{k+1} + 6 \Phi X_{k+2} \\ = -\frac{6}{l} \left[\int M_0 M_k dx + \frac{B_x}{K_x} \int Q_0 Q_k dx \right] \\ - 6 l \Phi (C_{k-1,0} - 2 C_{k,0} + C_{k+1,0}) \end{aligned} \quad (3.7)$$

In [7] (Abschnitt 4) sind fünfgliedrige Gleichungen der Form

$$A X_{k-2} - B X_{k-1} + 2 C X_k - B X_{k+1} + A X_{k+2} = Z$$

behandelt. Im homogenen Falle lassen sich diese Gleichungen durch den Ansatz

$$X_k = e^{-k \vartheta_1} (K_1 \cos k \vartheta_2 + K_2 \sin k \vartheta_2) + e^{k \vartheta_1} (K_3 \cos k \vartheta_2 + K_4 \sin k \vartheta_2)$$

lösen. Für die Parameter ϑ_1 und ϑ_2 ergeben sich mit

$$\begin{aligned} A + C + B &= 1 + 12 \zeta_x + 48 \Phi, & A + C - B &= 3 \\ \alpha' &= \sqrt{\frac{1 + 12 \zeta_x}{3} + 16 \Phi}, & \beta' &= \sqrt{\frac{4}{3} (1 + 3 \zeta_x) + 2 \alpha'} \end{aligned} \quad (3.8)$$

Die Beziehungen

$$\left. \begin{aligned} \cos \vartheta_1 &= \frac{1}{\sqrt{8A}} (\sqrt{A+C+B} \pm \sqrt{A+C-B}) = \frac{\alpha' \pm 1}{\sqrt{16\Phi}} \\ \cos \vartheta_2 &= \frac{1}{\sqrt{8A}} (\sqrt{A+C+B} \pm \sqrt{A+C-B}) = \frac{\alpha' \pm 1}{\sqrt{16\Phi}} \\ \text{und} \\ \sin \vartheta_1 &= \sqrt{\cos^2 \vartheta_1 - 1} = \frac{\beta'}{\sqrt{16\Phi}} \end{aligned} \right\} \quad (3.9)$$

Die in Tafel 1 der Arbeit [5] angegebenen Beziehungen für die Momente in einem Schubstarren Trägerrost können wir auch für die Momente in einem Schubweichen Rost benutzen, müssen lediglich α' und β' nach Gl. (3.8) und Φ nach Gl. (2.54) oder Gl. (2.46) berechnen. Die Übertragung der Ergebnisse ist möglich, weil die zugehörigen Belastungsglieder (rechte Seiten in den Elastizitätsgleichungen) keinen Schubverformungsanteil enthalten, was mit der Symmetrie der behandelten Lastfälle zusammenhängt. Im Abschnitt 4.2 der Arbeit [7] sind die β -Werte für einen Schubstarren Trägerrost mit unendlich vielen elastischen Querträgern angegeben, diese gelten auch für einen Schubweichen Rost, wenn man die dazugehörigen Werte für α' , β' , Φ und Z_m eingesetzt. Mit diesen β -Werten lassen sich die Momente in einfacher Weise ermitteln:

$$X_i = \sum_k \beta_{ik} Z_k.$$

4. Zahlenbeispiel

Wir wollen nun die Längsrippen- und Querträgermomente in einer Hohlrippenplatte (Bild 12) unter Berücksichtigung der Schubverformungen zahlenmäßig bestimmen. Von den Lastfällen in Bild 12

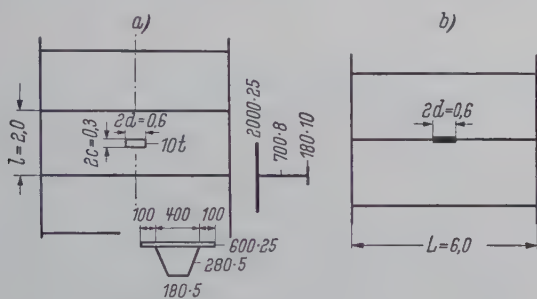


Bild 12. Lastfälle des Zahlenbeispiels

ist der erste (Bild 12 a) charakteristisch für die Längsrippenmomente und der zweite (Bild 12 b) für die Querträgermomente. Um den Einfluß der Schubverformungen zu zeigen, sind in Tafel 2 die Ergebnisse für die Schubstarre und Schubweiche Platte gegenübergestellt. Vollständigkeitshalber sind dort auch die Momente für die in [5] behandelte Platte angegeben.

Da es uns hier im wesentlichen auf die Erfassung des Einflusses der Schubverformungen ankommt, wird der Einfluß der Exzentrizität der Rippen vernachlässigt. Außerdem nehmen wir an, die Hohlrippen sind genügend ausgesteift, daß ihre Querschnittsgestalt erhalten bleibt, d. h. die Größen A, C in der Gleichung (2.36) für die Torsionssteifigkeit sind unendlich groß. Für die Platte unseres Zahlenbeispiels ergeben sich die Querschnittswerte

$$\begin{aligned} B_x &= 407 \cdot 10^3 \text{ cm}, & B_y &= 1784 \cdot 10^3 \text{ cm}, \\ B_{xy} &= 202 \cdot 10^3 \text{ cm}, & K_{xy} l^2 &= 3 B \left(\frac{l}{a_0} \right)^2 = 3605 \cdot 10^3 \text{ cm} \end{aligned}$$

und die Parameter

$$\sqrt{\frac{B_x}{B_{xy}}} = 1,42, \quad \frac{B_{xy}}{K_{xy} l^2} = 0,0560, \quad \frac{B_x}{B_y} \left(\frac{L}{n \pi l} \right)^4 = \frac{0,189}{n^4}.$$

Dazu kommen noch die Schubsteifigkeit der Längsrippen (2.16, Bild 12 a).

$$K_x = \frac{GF_s}{2a} = \frac{2,1 \cdot 10^3 \cdot 0,5 \cdot 25,8^2}{2,6 \cdot 30 \cdot 28,0} \left[1 - \frac{1}{6} \frac{1}{1 + 5 \frac{9}{28} + \frac{15}{2} \left(\frac{9}{28} \right)^2} \right] = 288 \text{ t/cm}$$

und der Querträger (2.17, Bild 12 a)

$$\begin{aligned} \Delta M_F &= \sum_{n=1,3,\dots} \frac{2Pl}{L} \frac{\sin \bar{\delta}}{\bar{\delta}} \left\{ \left[\frac{1}{4} + \frac{1}{\beta'} \left(\frac{4\Phi}{1 + \alpha' + \beta'} - \frac{1}{8} \right) \right] \frac{1}{1 + \left(\frac{n \pi l}{\alpha x^* L} \right)^2_{el.}} - \left[\frac{1}{4} - \frac{3}{8(3 + \sqrt{3(1 + 12\zeta_x)})} \right] \frac{1}{1 + \left(\frac{n \pi l}{\alpha x^* L} \right)^2_{st.}} \right\} \\ &= \sum_{n=1,3,\dots} \frac{2Pl}{L} \frac{\sin \bar{\delta}}{\bar{\delta}} \left\{ \left[\frac{1}{\beta'} \left(\frac{4\Phi}{1 + \alpha' + \beta'} - \frac{1}{8} \right) - \frac{1}{4} \left(\frac{n \pi l}{\alpha x^* L} \right)_{el.} \right] \frac{1}{1 + \left(\frac{n \pi l}{\alpha x^* L} \right)^2_{el.}} + \left[\frac{3}{8(3 + \sqrt{3(1 + 12\zeta_x)})} + \frac{1}{4} \left(\frac{n \pi l}{\alpha x^* L} \right)_{st.} \right] \frac{1}{1 + \left(\frac{n \pi l}{\alpha x^* L} \right)^2_{st.}} \right\} \\ \Delta M_S &= \sum_{n=1,3,\dots} \frac{2Pl}{L} \frac{\sin \bar{\delta}}{\bar{\delta}} \left[\frac{1}{\beta'} \left(\frac{4\Phi}{1 + \alpha' + \beta'} - \frac{1}{8} \right) \frac{1}{1 + \left(\frac{n \pi l}{\alpha x^* L} \right)^2_{el.}} + \frac{3}{8(3 + \sqrt{3(1 + 12\zeta_x)})} \frac{1}{1 + \left(\frac{n \pi l}{\alpha x^* L} \right)^2_{st.}} \right]. \end{aligned}$$

$$K_y = \frac{GF_s}{l} = \frac{2,1 \cdot 10^3 \cdot 56}{2,6 \cdot 200} \left[1 - \frac{1}{6} \frac{1}{1 + 5 \frac{18}{56} + \frac{15}{2} \left(\frac{18}{56} \right)^2} \right] = 215 \text{ t/cm}$$

und die Steifigkeitszahlen

$$\zeta_x = \frac{B_x}{K_x l^2} = 0,0354, \quad \zeta_y = \frac{B_y}{K_y} \left(\frac{\pi}{L} \right)^2 = 0,228.$$

4.1 Längsrippenmomente

Zunächst bestimmen wir die Momente für die an den Querträgern starr gestützte Platte und anschließend die Korrekturen infolge der Querträgerelastizität. Dabei können wir die Formeln, die im Abschnitt 6 der Arbeit [5] angegeben sind, weitgehend verwenden, wir müssen darin lediglich die Steifigkeitszahl κ durch κ^* (2.37) ersetzen und anstelle der Entwicklungsfunktionen und Lastkoeffizienten für die Schubstarre Platte diejenigen für die Schubweiche einführen.

4.1.1 Starre Querträger

Für den Lastfall Bild 12 a ergibt sich das Feldelement [s. Gl. [6.1], (2.27)]

$$M_F = M_{F,0} - M_{F,p} = M_{F,0} - \frac{2Pl}{\alpha^2} \frac{\frac{\sin \gamma}{\gamma} - \cos \frac{\alpha}{2}}{1 - \frac{\sin \alpha}{\alpha}} e^{-\kappa^* \delta}$$

oder in Zahlen, mit dem Balkenmoment [s. Gl. (3.5)]

$$M_{F,0} = \frac{Pl}{4} \left[1 - \frac{c}{l} - \frac{3}{2} \frac{1 - \frac{4}{3} \left(\frac{c}{l} \right)^2}{3 + \sqrt{3(1 + 12\zeta_x)}} \right] = 5,26 \text{ tm/m},$$

und dem Plattenanteil (Tafel 1 a) $M_{F,p} = 1,66 \text{ tm/m}$,

$$M_F^{(s)} = 5,26 - 1,66 = 3,60 \text{ tm/m}.$$

Für das Stützmoment (Lastfall Bild 12 a) gilt [s. Gl. [6.2], (2.30)]

$$M_s = M_{s,0} - M_{s,p} = M_{s,0} -$$

$$\frac{Pl}{\alpha^2} \frac{\frac{\sin \gamma}{\gamma} \cos \frac{\alpha}{2} - \frac{1 - \cos \alpha}{\alpha - (1 + \zeta_x \alpha^2) \sin \alpha}}{1 + \frac{[\alpha \cos \alpha - (1 + \zeta_x \alpha^2) \sin \alpha]^2 \sqrt{3(1 + 12\zeta_x)} + 6\zeta_x \alpha^2 (3 + \zeta_x \alpha^2) (1 - \cos \alpha)^2}{6[\alpha - (1 + \zeta_x \alpha^2) \sin \alpha]^2}} e^{-\kappa^* \delta}.$$

Die Zahlenrechnung liefert das Balkenmoment (3.5)

$$M_{s,0} = \frac{3Pl}{8} \frac{1 - \frac{4}{3} \left(\frac{c}{l} \right)^2}{3 + \sqrt{3(1 + 12\zeta_x)}} = -2,45 \text{ tm/m},$$

den Plattenanteil (Tafel 1 b) $M_{s,p} = 0,60 \text{ tm/m}$ und damit das Gesamtmoment $M_s^{(s)} = -2,45 + 0,60 = -1,85 \text{ tm/m}$.

4.1.2 Elastische Querträger

Wir beschränken uns auf den Sonderfall gelenkig gelagerter Querträger. Um die Momente infolge der Querträgerelastizität bestimmen zu können, entwickeln wir die Belastung in eine Fourierreihe (s. Tafel 3 in [5])

$$P(y) = \sum_{n=1,3,\dots} \frac{2P}{L} \frac{\sin \bar{\delta}}{\bar{\delta}} \sin \frac{n\pi}{2} \sin \frac{n\pi y}{L}$$

und bilden für jede Sinuswelle die Differenz zwischen den Momenten für die Platte mit elastischen und starren Querträgern

$$\Delta M = M^{(e)} - M^{(s)}.$$

Jede Teillösung hat nach Gl. (2.45) die Form

$$M = \sum_n \frac{M_{0,n}}{1 + \left(\frac{n \pi l}{\alpha x^* L} \right)^2}.$$

Wir können uns mit dieser Näherung begnügen, da der Einfluß der Torsionssteifigkeit sehr klein ist. Außerdem können wir die Lasterstreckung c in Längsrichtung vernachlässigen; in der Rechnung kommt nämlich nur der quadratische Ausdruck $\left(\frac{c}{l} \right)^2$, der sehr klein ist, vor. Wenn man die Trägerrostmomente nach Tafel 1 der Arbeit [5] und Gleichung (3.5) einsetzt, erhält man in Analogie zu Gleichung [6.3] die Beziehungen für die Korrekturmomente

Zur Bestimmung der Trägerrostmomente benötigen wir noch die Parameter (2.46) und (3.8)

$$\phi = \frac{B_x}{B_y} \left(\frac{L}{n \pi l} \right)^4 (1 + \zeta_y n^2), \quad \alpha' = \sqrt{\frac{1 + 12 \zeta_x}{3} + 16 \phi},$$
$$\beta' = \sqrt{\frac{4}{3} (1 + 3 \zeta_x) + 2 \alpha'}$$

In Tafel 1 c sind die Trägerrostmomente für die ersten beiden Wellen (n = 1,3) berechnet. Es zeigt sich, daß auch bei der schubweichen Platte die Querträger für die dritte Welle (n = 3) schon als „starr“ angesehen werden können.

Um die Korrekturmomente ermitteln zu können, brauchen wir noch die Eigenwerte α für die Platte mit elastischen Querträgern (α für starre Querträger siehe Tafel 1 a, b). Wir begnügen uns mit einer näherungsweisen Bestimmung, da sie nur in das Torsionsglied eingeht, das ohnehin sehr klein ist. Dazu geht man von Werten für die schubstarre Platte:

$$\alpha_{\text{Feldm.}} = 2,88, \quad \alpha_{\text{Stütz.}} = 2,78,$$

die man aus Bild 14 in [5] für Φ = 0,189 abliest, aus und ändert sie im Verhältnis

$$\frac{\alpha (\zeta_x = 0,0354, \quad \zeta_y = 0,228, \quad \phi = 0,232)}{\alpha (\zeta_x = 0, \quad \zeta_y = 0, \quad \phi = 0,189)} = \frac{2,08}{2,14}$$

Tafel 1. Rechentafeln zur Bestimmung der Momente

a	1	2	3	4	5	6	7	8	9
	m	α	$1 - \frac{\sin \alpha}{\alpha}$	$\frac{\gamma}{\alpha \frac{c}{l}}$	$\frac{\sin \gamma}{\gamma}$	$(5) - \cos \frac{\alpha}{2}$	$1,42 \sqrt{\frac{\alpha^*}{1 + 0,0560 \alpha^2}}$	$\frac{\alpha^* \delta}{\alpha \alpha^* \frac{d}{l}}$	$e^{-\alpha^* \delta}$
	1	4,324	1,214	0,324	0,982	1,539	1,576	1,022	0,360
	2	9,99	1,054	0,749	0,909	0,631	1,711	2,565	0,0769
	10	11	$2 P I = \frac{20 \cdot 2}{0,6} = 66,7 \text{ tm/m}$ $\frac{c}{l} = \frac{0,15}{2,0} = 0,075, \quad \frac{d}{l} = \frac{0,3}{2,0} = 0,15$						
m	$\frac{66,7}{\alpha^2} \frac{(6)}{(3)} \frac{(9)}{(9)}$								
1	1,626								
2	0,031								
		1,657							

b	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
	m	α	$\cos \alpha$	$\sin \alpha$	$\cos \frac{\alpha}{2}$	$\sin \frac{\alpha}{2}$	$1 + 0,0354 \alpha^2$	γ	$\frac{\sin \gamma}{\gamma}$	$1 - (9) (5)$
	1	5,14	0,415	− 0,910	− 0,841	0,541	1,936	0,386	0,974	1,820
	2	7,60	0,2513	0,963	− 0,791	− 0,612	3,045	0,570	0,947	1,749
	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
	m	$\frac{\alpha}{2} \cdot \frac{1 - (3)}{(2) - (7) (4)}$	$1 - (7) (9) \frac{(6)}{\alpha/2}$	$(10) - (12) (13)$	$\alpha \cos \alpha$	$(7) (4)$	$[(15) - (16)]^2$	$6 [\alpha - (16)]^2$	$\sqrt{3 (1 + 0,425) (17)}$	$\frac{6 \cdot [(7) - 1]}{[2 + (7)] [1 - (3)]^2}$
	1	0,218	0,603	1,698	2,13	− 1,76	15,13	285,5	31,3	7,6
	2	0,612	1,464	0,853	1,91	2,95	1,08	129,7	2,2	34,7
	21	22	23	24	25	26	$\frac{2 P l}{L} = \frac{20 \cdot 2}{6} = 6,67 \text{ tm/m}$ $\frac{2 P L}{\pi^2} = \frac{20 \cdot 6}{\pi^2} = 12,16 \text{ tm}$			
	m	$1 + \frac{(19) + (20)}{(18)}$	α^* s. (7) Tafel 1 a	$\alpha^* \delta$	$e^{-\alpha^* \delta}$	$\frac{33,3}{\alpha^2} \frac{(14)}{(22)} \frac{(25)}{(25)}$				
1	1,136	1,607	1,238	0,290	0,547					
2	1,285	1,673	1,906	0,1487	0,057					
					0,604					

c	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
	n	$\bar{\delta} = \frac{n \pi d}{L}$	$\frac{\sin \bar{\delta}}{\bar{\delta}}$	$1 + \zeta_y n^2$	$\Phi = \frac{0,189}{n^4} (4)$	$\frac{\alpha'}{\sqrt{0,475 + 16 \Phi}}$	$\frac{\beta'}{\sqrt{1,475 + 2 \alpha'}}$	$1 + \alpha' + \beta'$	$\frac{1}{\beta'} \left(\frac{4 \Phi}{(8)} - \frac{1}{8} \right)$	$\frac{1}{8} \frac{1}{1 + \sqrt{0,475}}$
	1	0,157	0,996	1,228	0,232	2,046	2,359	5,405	0,0240	0,0740
	3	0,471	0,963	3,05	0,00712	0,768	1,735	3,503	− 0,0674	
	11	12	13	14	15	$\frac{2 P l}{L} = \frac{20 \cdot 2}{6} = 6,67 \text{ tm/m}$ $\frac{2 P L}{\pi^2} = \frac{20 \cdot 6}{\pi^2} = 12,16 \text{ tm}$				
	n	$(9) + (10)$	$\Delta M_{F,0} = \Delta M_{s,0}$ 6,67 (3) (12)	$\frac{16 \Phi (1 + \beta')}{(6) (7) (8)}$	$\frac{\Delta M_{Q,0}}{\frac{12,16}{n^2} (3) (14)}$					
	1	0,0980	0,650	0,478	5,78					
	3	0,0066	0,042	0,0668	0,09					
			0,692		5,87					

d	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
	α	α^{*2} s. (7) Tafel 1 a	$\left(\frac{\pi l}{\alpha \alpha^* L} \right)^2$	$\Delta M_F = 6,67 \cdot 0,996$ 0,0240 1 + (4) 0,0740 1 + (4)	$\frac{0,0240}{4 [1 + (4)]}$ (4) $\frac{(4)}{4 [1 + (4)]}$	α	α^{*2}	$\left(\frac{\pi l}{\alpha \alpha^* L} \right)^2$	$\Delta M_s = 6,67 \cdot 0,996$ 0,0240 1 + (9) 0,0740 1 + (9)	
	el.	2,80	2,27	0,0616	0,150	− 0,096	2,70	2,26	0,067	0,149
	st.	4,324	2,50	0,0235	0,480	0,038	5,14	2,58	0,016	0,458
					0,572					0,607

as sich für die Eigenwerte der beiden Systeme in Bild 8 b [zugehörige Eigenwertgleichung (2.32)] ergibt. Nach Tafel 1 d betragen die Korrekturmomente, wenn man sich auf die erste Sinuswelle beschränkt,

$$\Delta M_F = 0,57 \text{ tm/m} \quad \Delta M_S = 0,61 \text{ tm/m}.$$

2. Querträgermomente

Bei der Berechnung der Querträgermomente in einer orthotropen Stahlplatte kann man ohne weiteres die Torsionssteifigkeit der Plattenfelder vernachlässigen, da sie das Ergebnis nur wenig beeinflussen. Das geht auch deutlich aus dem Beispiel in [5] hervor, dort ergab sich bei der Querträgerberechnung nur eine Torsionszahl

$\frac{H}{B_x B_y} = 0,039 \ll 1$. Außerdem können wir die Lasterstreckung c in Längsrichtung zu Null annehmen, da sie vernachlässigbar klein gegenüber dem Querträgerabstand ist. Auch bei den Querträgern berechnen wir zunächst die Momente für starre Querträger und anschließend die Korrektur für die Querträgerelastizität.

Im starren Fall muß der Querträger die unmittelbar über ihm stehende Last (Bild 12 b) allein aufnehmen, damit ergibt sich in Brückenachse das Moment

$$M_Q^{(s)} = \frac{PL}{4} \left(1 - \frac{d}{L}\right) = \frac{10 \cdot 6}{4} \left(1 - \frac{0,3}{6}\right) = 14,25 \text{ tm}.$$

Zur Bestimmung der Momente infolge der Querträgernachgiebigkeit müssen wir die Belastung in y -Richtung in eine Fourierreihe entwickeln (s. Tafel 3 in [5])

$$P(y) = \sum_{n=1,3,\dots} \frac{2P}{L} \frac{\sin \bar{\delta}}{\bar{\delta}} \sin \frac{n\pi}{2} \sin \frac{n\pi y}{L}.$$

Für jede Sinuswelle wirkt der Trägerrost wie ein Balken auf elastischen Stützen, wobei die Elastizitätszahl der Stützen nach Gleichung (2.46)

$$\Phi = \frac{B_x}{B_y} \left(\frac{L}{n\pi l}\right)^4 \left[1 + \frac{B_y}{K_y} \left(\frac{n\pi}{L}\right)^2\right] = \frac{0,189}{n^4} (1 + 0,228 n^2)$$

beträgt. Um die Korrekturmomente zu erhalten, muß noch der jeweilige Wert für starre Querträger abgezogen werden. Mit den Beziehungen nach Tafel 1 in [5] ergibt sich das Korrekturmoment in Brückenachse (Tafel 1 c)

$$\Delta M_Q = - \sum_{n=1,3,\dots} \frac{2PL}{(n\pi)^2} \frac{\sin \bar{\delta}}{\bar{\delta}} \frac{16\Phi(1+\beta')}{\alpha'\beta'(1+\alpha'+\beta')} = -5,87 \text{ tm}.$$

5. Schlußfolgerung und Zusammenfassung

Es macht grundsätzlich keine Schwierigkeiten, die Schubweichheit der Längsrippen und Querträger zu berücksichtigen. Der Rechenaufwand ist praktisch der gleiche wie für die schubstarre Platte. Wie dort, führt man die Rechnung zunächst für starre Querträger durch und ermittelt anschließend die Korrektur infolge der Querträgerelastizität. Eine solche Aufteilung ist zweckmäßig, weil man bei der starr gestützten Platte mit einem eingliedigen Ansatz auskommt und nur für die Korrektur eine Doppelreihe ansetzen muß. Die Rechnung wird besonders einfach, wenn man die „natürlichen“ Eigenfunktionen der Differentialgleichung als Entwicklungsfunktionen benutzt, was sich auch schon bei der schubstarrten Platte gezeigt hat.

Für die auf den Querträgern starr gelagerte Platte setzt man die Längsrippenmomente als Einfachreihe (in Längsrichtung) nach den Eigenfunktionen des schubweichen Knickstabes an. Auf diese Weise

vermeidet man die sonst notwendige statisch unbestimmte Rechnung für die Stützmomente, weil die Kontinuität der Platte über den Querträgern — einschließlich der Schubverformungen — durch die Entwicklungsfunktionen von vornherein erfüllt wird. Die Rechnung zeigt, daß man die Beziehungen für die schubstarre Platte auch für eine schubweiche benutzen kann, wenn man nur anstelle der Eigenfunktionen des schubstarrten Knickstabes die des schubweichen als Entwicklungsfunktionen verwendet und in der Steifigkeitszahl κ_m (2.37), die das Verhältnis zwischen Biege- und Torsionssteifigkeit angibt, die Biegesteifigkeit B_x durch den Wert

$$1 + \frac{B_x}{K_x} \left(\frac{\alpha}{l}\right)^2 \rightarrow \frac{1}{B_x} + \frac{1}{K_x} \left(\frac{\alpha}{l}\right)^2$$

ersetzt. Dieser Steifigkeitswert ist kleiner als die Biegesteifigkeit, da zu dem Biegeanteil noch der Schubanteil hinzukommt (der mit höherer Wellenzahl und kleiner werdender Stützweite größer wird). Ebenso ist auch die effektive Torsionssteifigkeit (2.36) abhängig von der Wellenzahl. — Das gleiche gilt auch für Platten mit exzentrischen Steifen.

Da die Lösung in der Haupttragrichtung der Plattenfelder entwickelt wird, konvergieren die Reihen sehr gut, insbesondere wenn man noch die Trägerrostmomente abspaltet und für sich nach der Balkentheorie berechnet. Wegen der guten Konvergenz kann man näherungsweise sogar mit einer konstanten Steifigkeitszahl κ , nämlich der Zahl, die zur ersten Entwicklungsfunktion φ_1 gehört, rechnen; man begeht dann nur einen Fehler in den höheren Gliedern, die auf das Gesamtmoment nur einen kleinen Einfluß haben, wie aus Tafel 1 hervorgeht.

Auch bei Platten mit dickem Deckblech ($\sqrt{\frac{B}{B_x}} > 0,4$) kann man

den φ -Ansatz anwenden, dazu müssen im Querbiegeglied einige Vernachlässigungen vorgenommen werden, wie in [8] (Abschnitt 4) gezeigt ist. Zur Berechnung der Momente in einer solchen Fahrbahnplatte werden am einfachsten die Beziehungen für den gelenkig gelagerten orthotropen Plattenstreifen (z. B. Tafel 3 in [7]) benutzt. Man muß nur die Belastung nach den Eigenfunktionen φ des Knickstabes entwickeln, anstelle von $n\pi$ die Eigenwerte α einführen und die von der Wellenzahl abhängigen Steifigkeitswerte.

$$B_{x,n} = \frac{B_x}{1 + \frac{B_x}{K_x} \left(\frac{\alpha_n}{l}\right)^2}, \quad 2H_n = 2B + \frac{B_{xy}}{1 + \frac{B_{xy}}{K_{xy}} \left(\frac{\alpha_n}{l}\right)^2} \left(1 + \frac{1}{A \left(\frac{\alpha_n}{l}\right)^4 + C}\right) \quad (5.1)$$

und

$$B_{y,n} = B \frac{\int \varphi_n^2 dx}{\int \varphi_n \varphi_n dx} \quad \text{mit} \quad \bar{\varphi}_n = -\left(\frac{l}{\alpha_n}\right)^2 \varphi_n''$$

einsetzen. Durch diese Querschnittswerte wird auch die Schubweichheit der Längsrippen, die bei der Verdrehung der Hohlrippen auftretende Ausbiegung des Deckblechs zwischen den Rippen und die Änderung der Querschnittsgestalt der Hohlrippen erfaßt.

Zur Ermittlung der Korrekturen infolge der Querträgerelastizität muß man die Momente als Doppelreihe ansetzen — in Querrichtung nach den Eigenfunktionen des schwingenden schubweichen Balkens und in Längsrichtung wieder nach den Eigenfunktionen des schubweichen Knickstabes. Von dieser Doppelreihe benötigen wir aber praktisch nur das erste Glied, da für die höheren Wellen in Querrichtung die Querträger „starr“ werden, und die Reihen in Längsrichtung gut konvergieren, wenn man wieder die Trägerrostmomente abspaltet. Auch bei der Berechnung der Momente in einem schubweisen Rost kann man weitgehend die Beziehungen für eine schubstarrten Rost verwenden, wie in Abschnitt 3 gezeigt ist.

Tafel 2. Vergleich der Momente in mt/m

		Längsrippe								Querträger ⁴⁾			
		Feld				Stütze				Feld			
		Platte 1		Platte 2		Platte 1		Platte 2		Platte 1		Platte 2	
		schub-starr	schub-weich	schub-starr	schub-weich	schub-starr	schub-weich	schub-starr	schub-weich	schub-starr	schub-weich	schub-starr	schub-weich
starre Querträger	M_0	5,09	5,26	6,80	6,82	-2,63	-2,45	-6,78	-6,70	14,25	14,25	88,0	87,9
	M_p	-1,10	-1,66	-2,00	-2,13	0,31	0,60	1,29	1,44				
elast. Quertr.	ΔM	0,54	0,57	1,24	1,31	0,59	0,61	1,08	1,13	-5,74	-5,87	-21,6	-22,4
Ergebnis		4,53	4,17	6,04	6,00	-1,73	-1,24	-4,41	-4,13	8,51	8,38	66,4	65,5

⁴⁾ Für die Berechnung der Querträgermomente wurde die Torsionssteifigkeit der Platte vernachlässigt (Trägerrost).

In Tafel 2 sind die Ergebnisse für zwei verschiedene Platten gegenübergestellt. Platte 1 (Bild 12 a) hat relativ hohe Längsrippen (bezogen auf die Stützweite), wie es im Bereich der größten Hauptträgermomente vorkommen kann, Platte 2 entspricht einer normalen Plattenausführung (siehe Zahlenbeispiel in [5]). Der Vergleich im Falle starrer Querträger zeigt, daß sich die Feldmomente nicht so stark ändern als die Stützmomente. Man kann das folgendermaßen mechanisch erklären: Wegen der Schubweichheit tritt an den Stützen ein Knick in den Längsrippen auf, dadurch verringert sich die gegenseitige Einspannung der Plattenfelder und die Stützmomente werden kleiner. Die Plattenwirkung dagegen nimmt zu — d. h. ein größerer Teil der Last wird seitlich abgetragen —, denn die Rippen werden in vertikaler Richtung weicher, so daß die Torsionssteifigkeit einen größeren Einfluß bekommt. Der Abnahme der Durchlaufwirkung steht also eine Zunahme der Plattenwirkung gegenüber. Beim Feldmoment haben diese beiden Effekte eine gegenläufige Tendenz. Beim Stützmoment dagegen addieren sie sich und bewirken bei der Platte 1 einen merklichen Abbau des Momentes (28 %), und zwar rühren nur 10 % von der Abnahme des Trägerrostmomentes und 18 % von der Zunahme der Plattenwirkung her. Der größere Einfluß der Plattenwirkung hat auch zur Folge, daß das Feldmoment in einer Platte durch die Schubverformung kleiner wird, bei einem Trägerrost oder Balken würde es nämlich wegen der Abnahme der Durchlaufwirkung größer werden. Bei einer Fahrbahn mit Flachstahlrippen ist der Einfluß der Schubverformungen nicht so groß, da diese Fahrbahnen im wesentlichen als Trägerrost wirken.

Der Einfluß auf die Querträgernachgiebigkeit hängt im wesentlichen davon ab, wie die Steifigkeit der Längsrippen und Querträger durch die Schubverformungen abgemindert wird, oder

mit anderen Worten, ob das Verhältnis

$$1 + \frac{B_x}{K_x} \left(\frac{\alpha}{l} \right)^2$$

$$1 + \frac{B_y}{K_y} \left(\frac{\pi}{L} \right)^2$$

größer oder kleiner ist als eins. Ist es kleiner als eins, sind die Querträger gegenüber den Längsrippen weicher geworden und sie werden sich auf Kosten der Längsrippen entlasten.

Aus einem Vergleich zwischen Platte 1 und 2 folgt, daß die Schubverformungen das Kräftespiel um so stärker beeinflussen, je größer das Verhältnis Profilhöhe zur Stützweite ist. Besonders im Bereich der größten positiven und negativen Hauptträgermomente, wo die Längsrippen fast immer bedeutend höher sind als an den übrigen Punkten, muß man mit einer größeren Änderung der Längsrippenmomente durch die Schubverformungen rechnen.

Schrifttum

- [1] Reissner, E.: The Effect of Transverse Shear Deformation on the Bending of Elastic Plates. Journ. Appl. Mech. 12 (1945) S. 69/77.
- [2] Hencky, H.: Über die Berücksichtigung der Schubverzerrungen in ebenen Platten. Ing. Archiv 16 (1947) H. 1 S. 72/76.
- [3] Kromm, A.: Verallgemeinerte Theorie der Plattenstatik. Ing. Archiv 19 (1953) H. 4 S. 266/286.
- [4] Girkmann, K. und Beer, B.: Anwendung der verschärften Plattentheorie nach Eric Reissner auf orthotrope Platten. Österr. Ing. Archiv 19 (1958) H. 1/2 S. 101/110.
- [5] Giencke, E.: Die Berechnung von Hohlrippenplatten. Stahlbau 29 (1960) H. 1 S. 1/11 u. H. 2 S. 47/59.
- [6] Marguerre, K.: Neuere Festigkeitsprobleme des Ingenieurs. Springer-Verlag 1950, S. 56 ff.
- [7] Giencke, E.: Die Berechnung von durchlaufenden Fahrbahnplatten. Stahlbau 27 (1958), H. 9 S. 229/237, H. 11 S. 291/298, H. 12 S. 326/332.
- [8] Giencke, E.: Zur Festigkeitsberechnung von Tragflügeln kleiner Strecken mit Hilfe der Plattentheorie. (Erscheint demnächst in der Z. Flugwiss.)

Bücherschau

Steinhardt, O. und Möhler, K.: Versuche zur Anwendung vorgespannter Schrauben im Stahlbau. II. Teil, Berichte des Deutschen Ausschusses für Stahlbau, Heft 22, Köln, 1959, Stahlbau-Verlags-GmbH. DM 13,50.

Im Jahre 1954 ist von den gleichen Verfassern über den I. Teil ihrer im Auftrage des Deutschen Ausschusses für Stahlbau (DASt) ausgeführten Versuche berichtet worden, die die wesentliche Grundlage für die 1956 vom DASt herausgegebenen „Vorläufigen Richtlinien für Berechnung, Ausführung und bauliche Durchbildung von gleitfesten Schraubenverbindungen (HV-Verbindungen)“ bildeten.

Im II. Teil der Versuche, die wiederum in der Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine der Technischen Hochschule Karlsruhe ausgeführt wurden, wurden ergänzende Untersuchungen über die Gestaltung und das Verhalten der HV-Schrauben sowie über den Gleitwiderstand angestellt. Weiterhin wurde der Einfluß der Schraubenanordnung auf Dehnverhalten und Festigkeit bei statischer Beanspruchung, ferner die Dauerfestigkeit von HV-verschraubten Laschenstößen untersucht. Besondere Versuche galten der Herstellung der HV-Verbindungen und der Überwachung in der Werkstatt sowie dem Verhalten größerer, der Stahlbaupraxis entsprechender HV-Verbindungen. Auch der II. Teil der Versuche wurde bei der Aufstellung der „Richtlinien“ schon teilweise berücksichtigt.

Die Wirtschaftlichkeit der HV-Verbindungen hängt wesentlich von den Kosten der Schrauben und Unterlegscheiben ab. Es wird nachgewiesen, daß die Vollschraubschrauben mit eingeschnittenem Gewinde durch die billigeren Dünnschaftschrauben mit eingewalztem Gewinde und die 8 mm dicken, durch spanabhebende Verformung und Vergütung hergestellten Scheiben durch billigere, aus Blechen gestanzte und vergütete Scheiben von 3 bis 5 mm Dicke ersetzt werden können, ohne die Güte der HV-Verbindung zu vermindern.

In über drei Jahre sich erstreckenden Versuchen wurde bei Lagerung der unter hoher Spannung stehenden Schrauben unter wechselnden Temperaturen zwischen -20° und $+80^{\circ}\text{C}$ kein Nachlassen der Vorspannkraft durch Kriechen festgestellt.

Wegen der großen Bedeutung des Gleitwiderstandes für den Wert der HV-Verbindungen wurde untersucht, ob sich durch mehrmaliges oder schräges Flammstrahlen eine Erhöhung des Reibbeiwertes erreichen läßt. Bei St 52 errab sich eine Erhöhung des Reibbeiwertes um 27 %, während bei St 37 keine Erhöhung der Oberflächenrauigkeit festgestellt wurde. Bei Verwendung von St 52 und St 37 in der gleichen Verbindung lag der Reibbeiwert nur in ähnlicher Höhe wie bei St 37.

Für den praktischen Stahlbau ist es von Bedeutung, wie lang durch Sand- oder Flammstrahlen vorbehandelte Teile gelagert werden können, ohne daß der Reibbeiwert sinkt. Eine Lagerungsdauer bis zu drei Wochen erwies sich als unschädlich, dagegen brachte der Versuch, sandgestrahlte Berührungsflächen durch einen Lacküberzug zu schützen, keinen Vorteil, da der Lacküberzug durch erneute Sandstrahlen entfernt werden müßte, um den erforderlichen Reibbeiwert zu erreichen.

Zur Kontrolle des Gleitwiderstandes der durch Sand- oder Flammstrahlen vorbehandelten Berührungsflächen im laufenden Werkstattbetrieb wurde ein einfaches Gerät entwickelt, das die Prüfung der Oberseite waagerechter Flächen ermöglicht. Die Entwicklung eines Gerätes zur Kontrolle senkrechter Flächen ist noch im Gange.

Bei Versuchen an Laschenverbindungen mit gleicher Schraubenvorspannkraft und verschiedenen Laschenbreiten wurden keine wesentlichen Unterschiede der Gleitlasten und Reibbeiwerte festgestellt. Die Reibflächen liegen also nur im Bereich des Bohrloches, so daß eine Verringerung der Schraubenabstände möglich erscheint.

In einer theoretischen und durch Versuche bestätigten Betrachtung wird die Wirkungsweise der HV-Verbindungen unterschieden nach Zustand 1 — keine gegenseitige Verschiebung der Bauteile —, Zustand 2 — örtliche Gleitungen an den Enden der Anschlüsse —, Zustand 3 — gegenseitige Verschiebung der Bauteile auf der ganzen Anschlußlänge, Zustand 4 — nach Beendigung des Gleitens Beanspruchung der Schrauben auf Abscheren und Lochleibungsdruck.

Statische Versuche an zweischnittigen Laschenverbindungen mit Anordnung von jeweils 3 Schrauben hintereinander, versetzt oder nebeneinander, ergaben, daß die Sicherheit gegen Gleiten auf die „zulässige übertragbare Kraft“ bezogen, bei den 3 Probeformen nahezu gleich, also unabhängig von der Lochschwächung ist, die Sicherheit gegen Bruch aber mit zunehmender Lochschwächung sinkt. Gemessen an den zulässigen Belastungen der Stahlquerschnitte steigt die Sicherheit gegen Bruch mit zunehmender Lochschwächung.

Bei Dauerfestigkeitsversuchen an HV-Stäben mit verschiedener Schraubenanordnung und Lochschwächung wurde, wie auf Grund früherer Versuche vermutet, gefunden, daß die Dauerfestigkeit auf den Bruttoquerschnitt bezogen nahezu gleich, von der Schraubenanordnung und Lochschwächung also unabhängig ist.

A. Wintzer

„Der Stahlbau“, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollerndamm 169, Ruf 87 15 56. — Schriftleitung: Professor Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. Kurt Klöppel, Darmstadt, Technische Hochschule. Für den Anzeigenteil verantwortlich: Otto Swoboda, Bln.-Wilmersdorf. Anzeigentarif Nr. 5. Druck: O. Zach oHG., Berlin-Wilmersdorf. Nachdruck, fotografische Vervielfältigungen, fotomechanische Wiedergabe von ganzen Heften, einzelnen Beiträgen oder Teilen daraus nur mit Genehmigung des Verlages. Warenbezeichnungen, Handelsnamen, Gebrauchsnamen, die in dieser Zeitschrift, auch ohne besondere Kennzeichen, veröffentlicht werden, sind nicht im Sinne der Markenschutz- und Warenzeichen-Gesetzgebung als frei zu betrachten. „Der Stahlbau“ darf ohne Zustimmung des Verlages nicht in Lesezirkeln geführt werden.

der Industrie (Fortsetzung)

Spezialblechpaket und genau abgestimmte große Kondensatoren-
ung ergeben einen sehr guten Wirkungsgrad. (Der Leerlaufstrom
lägt nur etwa 6,5 A.) Beim Schweißen wirkt sich das besonders
stark aus: geringe Verluste, hohe Schweißströme bei verhältnis-
mäßig geringer Stromaufnahme. Die Arbeitsspannung liegt in den
beschriebenen Werten von 22 bis 24 V, was einen vorzüglichen
Brand ergibt. Die Zündeigenschaften werden von Fachleuten
„gut bis sehr gut“ bewertet. Die Sicherung gegen das Über-
heizen von max. 42 V wird ohne komplizierte Einrichtung ein-
gehalten. Es ist das erste Gerät dieser Klasse mit Schutzspannungs-
gleich, das in jeder Lage ohne Erfordernis einer Überprüfung
betrieht.

Die auf geringen Spannungsabfall bemessenen Schweißkabel mit
quadr. Querschnitt haben kontaktsichere 400-A-Steckverbinder
werden beim Transport in Sekundenschnelle abgenommen. Daß
dieses bewegliche Gerät fast geräuschlos arbeitet, hebt seinen Wert.

Die C. H. F. Müller AG. auf der INTERKAMA 1960 Düsseldorf

Die C. H. F. Müller Aktiengesellschaft zeigte während der INTER-
KAMA 1960 auf ihrem Stand Röntgeneinrichtungen zum Prüfen,
messen und Überwachen in der Forschung und in der Qualitäts-
kontrolle.

Neues vollautomatisches Röntgen- Spektralanalysengerät „Autrometer“

Besonderes Interesse wird ein neues vollautomatisches Röntgen-
Spektralanalysengerät mit Namen „Autrometer“ finden, das automa-
tisch Routineanalysen in Produktionsprozessen zur Gewinnung und
Weiterverarbeitung von Materialien wie Leichtmetallen, Stahl,
Bergzeugnissen, Baustoffen durchführt. Mit diesem Gerät ist es
möglich, laufend Kontrollanalysen von angelerntem Hilfs-
personal vornehmen zu lassen. Dadurch werden Fachkräfte ein-
gespart, die bisher nach der naßchemischen Methode oft unter
hohem Zeitaufwand die Analysen durchgeführt haben.

Das Analyseergebnis wird von dem Autrometer selbsttätig fest-
gestellt. Das Zahlenergebnis wird automatisch in kürzester Zeit
auf einem Drucker auf einem Papierstreifen festgelegt und kann
leicht abgelesen werden, so daß z. B. Anteile von Rohgemischen in
Schmelz- oder Brennöfen, falls erforderlich, schnell korrigiert
werden können. Insgesamt können bis zu 24 Elemente zur Analyse
ausgewählt werden.

Neue Eintank-Röntgenapparate verschiedener Anwendungsbereiche

Auf dem Sektor der zerstörungsfreien Werkstoffprüfung im
Maschinen-, Fahrzeug- und Flugzeugbau sowie im Rohrleitungs-
und Stahlhochbau sind zwei neue Leichtgewicht-Eintank-Röntgen-
apparate „Müller Macrotank K“ für 140 kV und 5 mA und „Müller
Macrotank L“ für 200 kV und 5 mA entwickelt worden, die erst-
malig auf der diesjährigen Technischen Messe Hannover vorgeführt
werden. Ihre robuste Konstruktion, geringen Abmessungen und ihr
geringe Gewicht erleichtern den Transport und die Bedienung.
Selbsttätige Überwachungseinrichtungen für Röhrenstrom und
Röhrenspannung sowie Betriebstemperatur gewährleisten eine hohe
Betriebssicherheit.

Feinstruktur-Röntgenapparate

Weiterhin wurden die in der Fachwelt bereits bekannten Fein-
struktur-Röntgenapparate „Müller Mikro 81“, „Müller Mikro 91“,
„Müller Mikro 101“ und „Müller Mikro 111“ gezeigt, die in ver-
schiedenen Ausführungen gebaut und für Filmaufnahme- und
Mikrometer-Betrieb für Feinstruktur-Untersuchungen und in Ver-
bindung mit Röntgen-Spektrographen zur Spektralanalyse ver-
wendet werden. Hervorzuheben ist, daß der Philips Vakuum-
spektrograph in den beiden letzten Jahren in zunehmendem Maße
für spektralanalytische Untersuchungen in der Forschung und in
der Industrie für den Elementbereich Natrium bis Uran Verwendung
findet.

Röntgen-Bildverstärker — Helligkeitsverstärkung 1:1000

Der Röntgen-Bildverstärker wird nach wie vor in Verbindung
mit Durchleuchtungsrahmen zum Einbau in Strahlenschutzwände
oder in geschlossene Durchleuchtungskabinen vor allem für die
Röntgenkontrolle geliefert. Seine große Helligkeitsverstärkung von
1000 gegenüber der normalen Leuchtschirmprüfung ermöglicht
das Durchleuchten von Werkstücken dickerer Wandstärken bei ge-
ringeren Spannungen und damit auch bei kleinerem Strahlenschutz-
wand. Die Durchleuchtungsbilder können auch von einer Fern-
kamera auf einen Fernsehempfänger übertragen werden, so daß
das Röntgenbild mit einer zusätzlichen elektronischen Verstärkung
in größerem Format ausgewertet werden kann.

Für den Stahlbau-Ingenieur

Boerner / Jung

Statische Tabellen

Berechnungsvorschriften mit Lastannahmen, Formel- und Tabellenwerten für Bauten aus Holz, Stein, Stahl und Stahlbeton. 14., bedeutend erweiterte Auflage. DIN B 5. XII, 674 Seiten, 810 Bilder, 175 Tafeln. Geh. DM 48,— Ganzleinen DM 52,—

Illmann / Obst

Wälzlager in Eisenbahnwagen und Dampflokomotiven

50 Jahre Entwicklung bei der Deutschen Bundesbahn und ihren Vorgängern. DIN A 5. VIII, 184 Seiten, 177 Bilder, 11 Zahlentafeln. Ganzleinen DM 18,—

Olsen / Reinitzhuber

Die zweiseitig gelagerte Platte

Die statische Berechnung von zweiseitig gelagerten Platten mit beliebigem Seitenverhältnis und beliebigen Belastungen mittels Einfluß- und Zustandsflächen.

1. Band: Biegemomente und Durchbiegungen. 3., berechnete Auflage. Größe 18,5 × 26,5 cm. VI, 113 Seiten, 18 Bilder, 9 Gebrauchstafeln mit 525 Schaulinien der Einfluß- und Zustandsflächen.

Geh. DM 20,40 Ganzleinen DM 24,—

2. Band: in Vorbereitung

Kersten / Tramitz

Der Stahlhochbau, Band II

6., neubearbeitete Auflage. X, 274 Seiten, 567 Bilder, 17 Zahlentafeln und 23 Zahlenbeispiele.

Geh. DM 26,40 Ganzleinen DM 29,60

Sattler

Theorie der Verbundkonstruktionen

Band I: Theorie. Gr.-8°. XVI, 280 Seiten.

Band II: Zahlenbeispiele. Gr.-8°. XIII, 241 Seiten.

2., neubearbeitete und erweiterte Auflage. Gr.-8°. XXIV, 521 Seiten, 228 Bilder, 101 Tafeln und tabulierten Funktionen. Die Abgabe der beiden Bände erfolgt nur geschlossen.

(Bd. I u. II einschl. Kassette)

Geh. DM 90,— Ganzleinen DM 98,—

Schaper

Stählerne Brücken

7., vollkommen neubearbeitete und erweiterte Auflage in drei Bänden. Bearbeitet von Reg.-Baumeister a. D. Kurt Brückner und Ministerialrat Eugen Ernst.

Band I, Teil 1: Gr.-8°. XII, 207 Seiten, 248 Abbildungen. Geheftet DM 18,—

Schrader

Vorbereitung der Verbundträger

Gr.-8°, IV, 54 Seiten, 11 Bilder, 1 Ausklapptafel, 27 Kurventafeln im Anhang. Ganzleinen DM 27,—

Striepling

Elemente des Stahlbaues

Grundlagen für das Berechnen und Entwerfen von Stahlbauwerken unter Berücksichtigung der „Normen für Stahlbau“. Vierte durchgesehene Auflage von Baurat Carl Bülzting. DIN A 5. IV, 88 Seiten, 148 Abbildungen, 8 Tafeln, 26 Berechnungsbeispiele. Geheftet DM 5,—

Süberkrüb

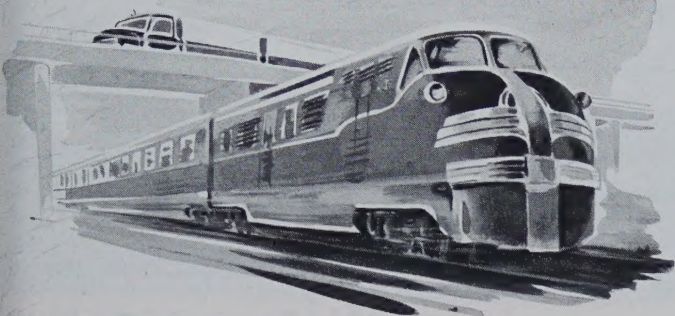
Mastgründungen für Freileitungen, Fahrleitungsanlagen und Bahnspeiseleitungen

DIN A 5. VIII, 124 Seiten mit 70 Bildern und 10 Zahlentafeln. 1958.

Geheftet DM 16,80 Ganzleinen DM 19,80

Fordern Sie bitte Sonderprospekte · In allen Buchhandlungen erhältlich

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN · BERLIN



Überall wo geschweisst wird ...

Metallogen



der blonde Typ
KOMBINATIONS-DACHNAHT/
HOHLKEHL-ELEKTRODE

DIE

WEGE

Metallogen

Gesellschaft für Schweißtechnik und Werkstoffschutz m. b. H., Wattenscheid i. W.

Statische Tabellen

Berechnungsvorschriften
mit Lastannahmen, Formel- und Tabellenwerten
für Bauten aus Holz, Stein, Stahl und Stahlbeton

1.—13. Auflage bearbeitet von
FRANZ BOERNER

14., bedeutend erweiterte Auflage
völlig neu bearbeitet von

Dipl.-Ing. **GERHARD JUNG**

XII, 674 Seiten mit 810 Bildern und 175 Zahlentafeln

Format DIN B 5

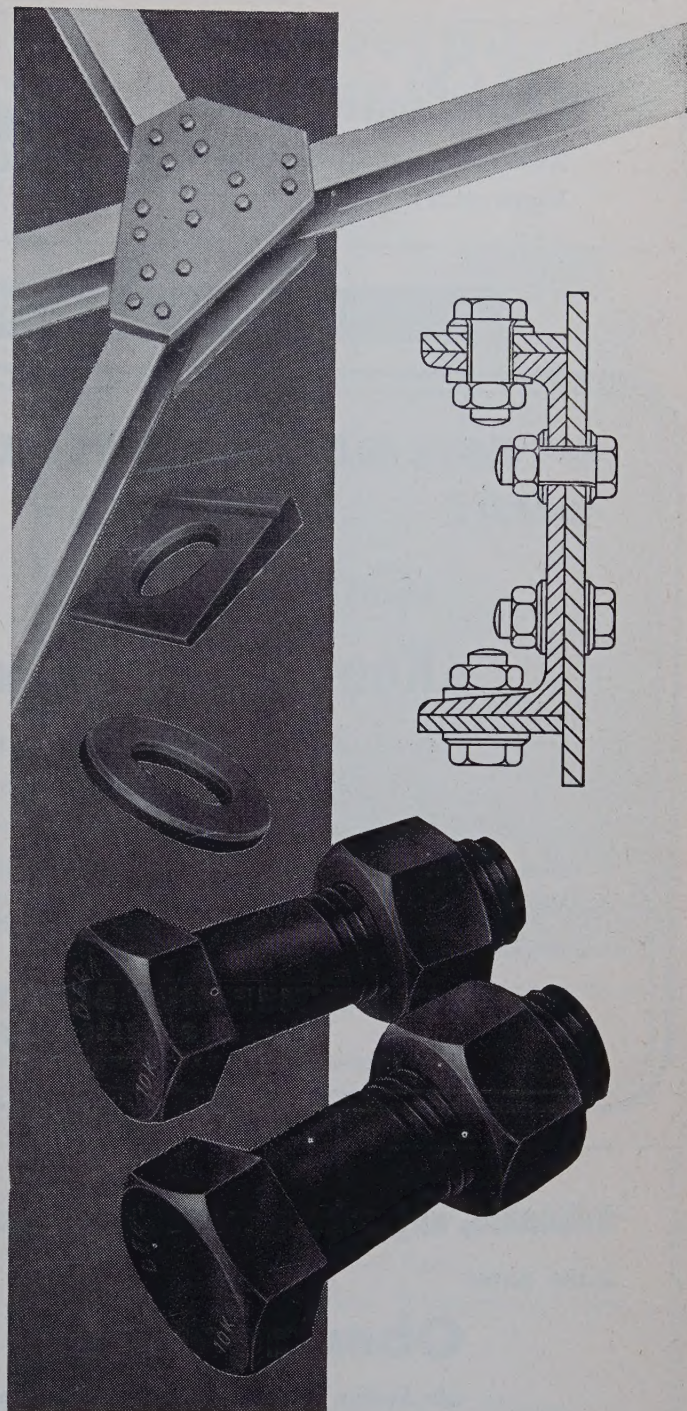
Broschiert DM 48,—

Ganzleinen DM 52,—

Mathematische Tabellen und Formeln — Festigkeitslehre und
Statik — Lastannahmen für Bauten DIN 1055 — Mauerwerks-
bau DIN 1053 — Stahlbetonbau — Stahlbau — Holzbau —
Grundbau — Brückenbau — Fliegende Bauten

Zu beziehen durch jede Buchhandlung

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN

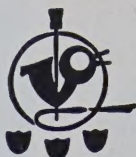


DERA

Hochfeste Stahlschrauben
für HV.-Verbindungen

**DÜSSELDORFER
EISENHÜTTENGESELLSCHAFT**
RATINGEN BEI DÜSSELDORF



R. Vogeler O. H. G.Köln-Bickendorf, Wilhelm-Mauser-Str. 31
Fernruf 53 21 81Spezialunternehmen
für Sandstrahl und Industriefanstrich
mit eigenem Gerüstbau

STELLENANGEBOTE

STAHLBAU HUMBOLDT
*sucht***selbständige
Konstrukteure und Statiker**für die Abteilungen **Stahlhoch- und Brückenbau**
in entwicklungsfähige Dauerstellungen bei Bewährung.
Bei der Wohnungsbeschaffung sind wir behilflich.Bitte senden Sie Ihre ausführliche Bewerbung mit handgeschriebenem
Lebenslauf, Lichtbild und Zeugnisabschriften sowie unter Angabe des
frühesten Eintrittstermins und der Kennziffer 4030 an**KLÖCKNER-HUMBOLDT-DEUTZ**
AKTIENGESELLSCHAFT

PERSONALVERWALTUNG · ANGESTELLTENABTEILUNG · KÖLN-DEUTZ

*Unser Verlags-
programm im
Dienst der Technik***Stahlbau****Beton- und
Stahlbetonbau****Bautechnik — Statik****Straßenbau****Brückenbau****Wasserbau****Holzbau****Starkstromtechnik****Elektrotechnik**Fordern Sie bitte unseren
Sonderprospekt „Fachbücher
und Fachzeitschriften“
für Studium und PraxisVerlag von
Wilhelm Ernst & Sohn**Bekannte, angesehene westdeutsche Stahlbaufirma**

sucht einen

Oberingenieurals Leiter der statischen Abteilung für den
Stahlhoch- und Zechenbauder neben den fachlichen Qualitäten über die Fähigkeit verfügt, Mit-
arbeiter anzuleiten und die Abteilung rationell zu führen.Die Stellung wird ihrer Bedeutung entsprechend gut dotiert. Bei der
Wohnungsbeschaffung sind wir behilflich.Bitte senden Sie Ihre ausführliche Bewerbung mit handgeschriebenem
Lebenslauf, Lichtbild und Zeugnisabschriften unter Angabe des frühesten
Eintrittstermins, der Gehaltswünsche sowie der Kennziffer 4031 unter
20432 an die Anzeigenabteilung „DER STAHLBAU“, Berlin-Wilmers-
dorf, Hohenzollerndamm 169 oder unmittelbar an**ERNST H. DAHLKE · PERSONELLE BERATUNG**
DÜSSELDORF, DUISBURGER STRASSE 115, RUF 44 42 26*Suchen Sie
tüchtige Mitarbeiter?**Suchen Sie einen
verantwortungsvollen
Arbeitsplatz?*dann inserieren Sie in
„Der Stahlbau“



Abdeckroste
stabil
trittsicher

STEINHAUS
GMBH · MÜLHEIM (RUHR) · SPELDORF

Abkantarbeiten für Abkantpresse

3500 mm Arbeitslänge, bei Schenkellänge von 250 mm
freie Durchgangslänge zwischen den Ständern 2000 mm,
übernimmt:

Stahlbau Adolf Jrle KG., Buschhütten/Siegerland
Telefon: Siegen 72 2 47 - 49 Fernschr.: 08 7880

Sandstrahl

und Handentrostung sowie
Anstrich von Eisenkonstruktionen
jeglicher Art, Industrieverglasung



Kostenanschläge
und Besuche
unverbindlich

PAUL KREUTZ
DUISBURG · Zieglerstr. 86 · Ruf Duisburg 31993

Anzeigen in

DER STAHLBAU

stets im Blickfeld der Auftraggeber

STELLENANGEBOTE

Ing.-Büro (Prüfingenieur für Baustatik) im Raum Stuttgart sucht
jüngeren

Hoch- oder Fachschulingenieur

mit guten statischen und konstruktiven Kenntnissen im Stahlhochbau
zum 1. Januar 1961. Beziehbare 3-Zimmer-Wohnung vorhanden.

Angebote mit Lichtbild, handgeschriebenem Lebenslauf und Zeugnis-
abschriften, Gehaltsansprüchen, erbeten unter Nr. 20431 an die An-
zeigen-Abteilung „Der Stahlbau“, Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollern-
damm 169.

U-P-Schweißdraht
verkupfert oder verbronz



Passend gespult für alle Schweiß-
automaten (von 10 bis 65 kg).
Mammutfummeln (bis 1000 kg in einer
Ader).
Reichhaltiges Lager in ca. 25 verschie-
denen Richtanalysen
(von 1,5 bis 12 mm Ø).

Mit Bronzeoberfläche
hochglanzpoliert ist
beste Gleitfähig-
keit, das heißt
störungsfreies
Schweißen,
garantiert.

Fabrikfliess
HERMANN FLIESS & CO., DUISBURG

Soeben erschien:

BEULWERTE

ausgesteifter Rechteckplatten

Kurventafeln zum direkten Nachweis der Beul-
sicherheit für verschiedene Steifenanordnungen
und Belastungen

Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. K. Klöppel
und Dr.-Ing. J. Scheer

VIII, 160 Seiten, 45 Bilder, 20 Tafeln
und 103 Beulwerttafeln · Format 22 x 31 cm

Geheftet DM 44, - Ganzleinen DM 48, -

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN · BERLIN

In allen Buchhandlungen erhältlich

Fordern Sie bitte unseren Sonder-Prospekt

Beton- und
Spannbetonbau
Stahlbau
Brückenbau
Wasserbau
Holzbau
Maschinenbau
Elektrotechnik

**Alles
für die
Technik**

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN · BERLIN

Eine Auswahl aus unserer Verlagsproduktion

In allen Buchhandlungen erhältlich!